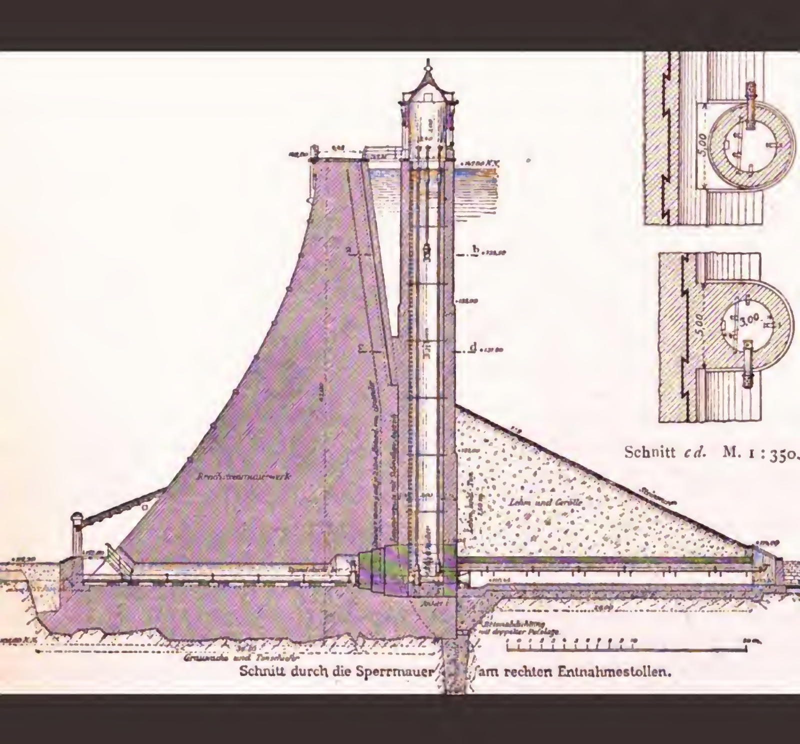
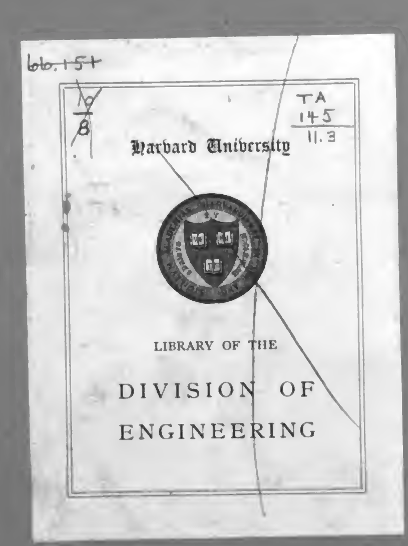


Lehrbuch des Tiefbaues


66.15+
10
B
TA
145
11.3
Harvard University
LIBRARY OF THE
DIVISION OF
ENGINEERING



LEHRBUCH

DES

TIEFBAUES

BEARBEITET VON

**KARL ESSELBORN, Dr.-Ing. THEODOR LANDSBERG, EDUARD SONNE,
Dr.-Ing. PHILIPP VÖLKER, HANS WEGELE, LEO v. WILLMANN**

HERAUSGEGEBEN VON

KARL ESSELBORN

DRITTE VERMEHRTE AUFLAGE

MIT ÜBER 1800 ABBILDUNGEN UND AUSFÜHRLICHEM SACHREGISTER

ERSTER BAND:

**ERD-, STRASSEN-, EISENBAHN- UND TUNNELBAU,
STÜTZ-, FUTTER-, KAI- UND STAUMAUERN**

BEARBEITET VON

HANS WEGELE UND LEO v. WILLMANN

LEIPZIG
VERLAG VON WILHELM ENGELMANN
1908

LEHRBUCH

DES

TIEFBAUES

BEARBEITET VON

KARL ESSELBORN, Dr. Ing. THEODOR LANDSBERG, EDUARD SONNE,
Dr. Ing. PHILIPP VÖLKER, HANS WEGELE, LEO v. WILLMANN

HERAUSGEGEBEN VON

KARL ESSELBORN

DRITTE VERMEHRTE AUFLAGE

MIT ÜBER 1800 ABBILDUNGEN UND AUSFÜHRLICHEM SACHREGISTER

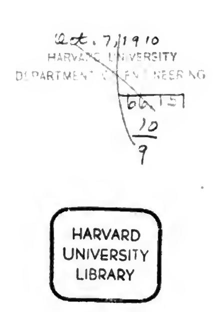
ERSTER BAND:

ERD-, STRASZEN-, EISENBAHN- UND TUNNELBAU,
STÜTZ-, FUTTER-, KAI- UND STAUMAUERN

BEARBEITET VON

HANS WEGELE UND LEO v. WILLMANN

LEIPZIG
VERLAG VON WILHELM ENGELMANN
1908


Oct. 7, 1910
HARVARD UNIVERSITY
HARVARD
UNIVERSITY
LIBRARY

Vorwort zur ersten Auflage.

Unter »Tiefbau«, im Gegensatz zu dem »Hochbau« des Architekten, werden die von dem Ingenieur auszuführenden Erd- und Grundbauten, sowie Straßen-, Eisenbahn-, Brücken- und Wasserbauten verstanden. Die mit der Entwicklung der Städte zunehmende Bedeutung der städtischen Tiefbauämter, die Ausdehnung sowohl der Umbauten der im Betriebe befindlichen Eisenbahnen als auch der Neubauten, namentlich von Neben- und Kleinbahnen, schließlich die steigenden Aufgaben der Bahnunterhaltung und des Betriebs haben die Nachfrage nach ausgebildeten Tiefbautechnikern außerordentlich gesteigert, so daß die Einrichtung eines besonderen Ausbildungsgangs für jene sich als eine unabweisbare Forderung ergab.

So wurden in jüngster Zeit sowohl an den preußischen als auch an süddeutschen Baugewerkschulen Tiefbau-Abteilungen mit Abgangsprüfungen errichtet, deren Bestehen fur die Anwartschaft auf die mittleren technischen Beamtenstellen der preußisch-hessischen Staatseisenbahnen vorgeschrieben ist. Ebenso sollen die in einem solchen Kurs für Tiefbautechniker vorgebildeten Bewerber bei deren Auswahl für den Dienst in der preußischen Wasserbauverwaltung vorzugsweise berücksichtigt werden.

Wenn auch das vorliegende »Lehrbuch des Tiefbaues« für Baugewerkschulen und ähnliche technische Lehranstalten in erster Linie bestimmt ist, so dürfte doch dies kurzgefaßte, besonders deutsche Verhältnisse berücksichtigende Buch auch jüngeren Technikern, sowie Studierenden technischer Hochschulen eine willkommene Gabe sein. Für diese Leser und alle, welche weitergehende Ziele verfolgen, sind die Hinweise auf andere Werke, technische Zeitschriften und besonders das »Handbuch der Ingenieur-Wissenschaften« bestimmt, wo sie ausführliche Erörterungen über die betreffenden Gegenstände finden.

In seinen einzelnen Abschnitten trägt das Werk neben theoretischen Untersuchungen auch den praktischen Bedürfnissen durch Angabe der Kosten u. dgl., sowie durch fünfzehnhundert Textfiguren Rechnung, die zum größten Teil mit Maßen versehen sind.

Das ganze Werk zerfällt in folgende sechs Kapitel: Erdbau, Grundbau, Straßenbau, Eisenbahnbau, Brückenbau und Wasserbau. Was die Verteilung des Stoffes in den einzelnen Kapiteln betrifft, deren Inhalt sich aus dem Inhaltsverzeichnis ergibt, so fiel dem Erdbau, weil im Kapitel »Eisenbahnbau« der Unterbau nicht besprochen wird, neben den eigentlichen Erdarbeiten auch die Besprechung der Erdkörperbildung zu. Die bezüglich der Erdmassenbeförderung gesammelten neueren Erfahrungen, auch hinsichtlich der Anwendung von Maschinen zum Ersatz menschlicher und tierischer Kräfte, wurden in den Paragraphen über Bodenbeförderung eingehend berücksichtigt.

Im Grundbau kam auch die Druckluftgründung, soweit es der Umfang dieses Werkes gestattete, wenigstens in allgemeinen Umrissen zur Darstellung.

Beim Straßenbau, der trotz der weitgehenden Ausbreitung der Eisenbahnen seine Bedeutung für das Wirtschaftsleben nicht nur behalten, sondern in mancher Beziehung

erweitert hat, fand insbesondere die in neuerer Zeit immer mehr hervortretende Sorgfalt für den Bau und die Unterhaltung sowohl der Landstraßen, als auch der städtischen Straßen eingehende Berücksichtigung.

Die im Erd-, Straßen-, Eisenbahn- und Wasserbau vorkommenden Stütz- und Futtermauern konnten nicht besonders besprochen werden, sondern fanden in den genannten einzelnen Kapiteln an passender Stelle Beachtung.

Durch die Verstaatlichung fast aller deutschen Eisenbahnen wurden die auf dem Gebiete des Eisenbahnwesens vorliegenden Aufgaben in die Hände weniger Verwaltungen und hinsichtlich der preußisch-hessischen Staatsbahnen in diejenigen einer einzigen großen Verwaltung gelegt. So erscheint es natürlich, daß die Erfahrungen und Bestrebungen der preußisch-hessischen Eisenbahnverwaltung auf dem Gebiete des Eisenbahnbaues hier in erster Linie berücksichtigt sind. Namentlich in bezug auf die Anordnung und Unterhaltung des Oberbaues haben die letzten zehn Jahre bei dem stetigen Wachsen des Raddrucks und der Fahrgeschwindigkeit eine große Summe von Erfahrungen gezeitigt.

Da in allen Kulturländern außer den natürlichen Wasserläufen und Schiffahrtskanälen weitverzweigte Netze von Straßen und Eisenbahnen vorhanden und diese zu überschreiten oder übereinander hinwegzuführen sind, so spielt der Brückenbau im Ingenieurwesen eine hervorragende Rolle. In dem vorliegenden Werke wurden bei den steinernen Brücken auch Kanalbrücken, sowie Beispiele von Lehrgerüsten gebracht. Kommen auch seit der Verwendung des Schweiß- und Flußeisens, sowie des Stahls die eisernen Brücken am meisten zur Ausführung, so durften doch die hölzernen nicht außer acht gelassen werden, da sie als Arbeits-, Materialtransport-, Not- und Kriegsbrücken, sowie in holzreichen Gegenden als Straßenbrücken immer noch hergestellt werden.

Zwischen dem Zweck der wasserbaulichen Anlagen und demjenigen der sonstigen Ausführungen des Ingenieurs, wie Straßen, Eisenbahnen und Brücken, besteht der Unterschied, daß diese den Verkehr heben sollen, während erstere daneben auch noch andere Aufgaben zu erfüllen haben, wie z. B. Förderung der Landwirtschaft durch Schutz der Ländereien gegen Wasserfluten, Lieferung der bewegenden Kräfte für verschiedene Gewerbe, Zuleitung nutzbaren Wassers nach bewohnten Orten u. dgl. m. Da sich der Verkehr auf den schiffbaren natürlichen Wasserstraßen erheblich vergrößert hat, so wurden hierdurch einerseits die Anforderungen an deren Beschaffenheit gesteigert, während andererseits die Flußkanalisierung einen großen Aufschwung nahm, und auch die Schiffahrtskanäle erhöhte Bedeutung erlangten. Bei dem großen Umfang des Wasserbaues mußte bei der Bearbeitung dieses Kapitels manches Raummangels wegen oder als zu weit gehend unberücksichtigt gelassen werden.

Das Sachregister wurde in jeder Hinsicht so vollständig wie möglich hergestellt, um das Aufsuchen einzelner Gegenstände zu erleichtern.

Darmstadt, im September 1904.

Vorwort zur zweiten Auflage.

Bei der schon nach zwei Jahren erforderlich gewordenen zweiten Auflage des »Lehrbuchs des Tiefbaues« wurde den in bezug auf Ergänzungen und Erweiterungen geäußerten Wünschen, soweit es der Rahmen des Werkes zuließ, Rechnung getragen. Insbesondere wurden beim Eisenbahnbau die neuesten amtlichen Vorschriften, namentlich die Betriebsordnung von 1905, berücksichtigt und die »Sicherungsanlagen« besprochen, während beim Brückenbau die Betoneisenbrücken, einschließlich deren Berechnung, sowie diejenige der Fachwerksträger eine eingehende Besprechung erfuhren. Auch beim Wasserbau sind an vielen Stellen Zusätze und, wie beim Eisenbahnbau und Brückenbau, neue Abbildungen zu finden, deren Gesamtzahl sich nun auf fast sechzehnhundert vermehrt hat.

Darmstadt, im September 1906.

Vorwort zur dritten Auflage.

Auch die kaum vier Jahre nach dem ersten Erscheinen des Werkes nötig gewordene dritte Auflage hat wesentliche Erweiterungen erfahren. Abgesehen von einzelnen Zusätzen kleineren Umfangs, namentlich beim Eisenbahnbau und Wasserbau, wurden zwei neue Kapitel hinzugefügt: Der »Tunnelbau« und die »Stütz-, Futter-, Kai- und Staumauern«. Bei den vorhergehenden Auflagen konnten diese Gegenstände nur kurz besprochen werden.

Der durch jene beiden Kapitel noch größer gewordene Umfang des Stoffes ließ es angezeigt erscheinen, das Werk in zwei, auch einzeln käufliche Bände zu zerlegen, von denen der erste: den Erd-, Straßen-, Eisenbahn- und Tunnelbau, sowie die Stütz-, Futter-, Kai- und Staumauern, der zweite dagegen den Grund- und Brückenbau, die Wasserversorgung und Entwässerung der Städte, sowie den eigentlichen Wasserbau enthält.

Die in neuerer Zeit oft ausgeführten Bauwerke aus Eisenbeton sind an geeigneten Stellen der einzelnen Kapitel besprochen und durch Abbildungen erläutert worden.

Der Wasserbau wurde bei der vorliegenden Auflage in zwei Kapitel: »Wasserversorgung und Entwässerung der Städte« und den eigentlichen »Wasserbau« zerlegt und unter Mitwirkung des Professors EDUARD SONNE zum Teil neu bearbeitet.

Die Anzahl der Abbildungen hat sich auf über achtzehnhundert vermehrt.

Darmstadt, im Juli 1908.

Esselborn.

Inhaltsverzeichnis.

Seite

Vorwort III

I. Kapitel. Erdbau.

Bearbeitet von L. VON WILLMANN, ord. Professor der Bau- und Ingenieur-Wissenschaften an der Technischen Hochschule zu Darmstadt.

(Mit 114 Abbildungen.)

A. Ausführung der Erdarbeiten.

§ 1. Gegenstände des Erdbaues 1
§ 2. Bodenuntersuchungen 3
§ 3. Erd- und Bodenarten 6
1. Die Erdarten als Baugrund 7
2. Klassenordnung der Erdarten ihrer Gewinnung nach 8
a) Unter Berücksichtigung der Arbeitszeit 8
b) Unter Berücksichtigung der erforderlichen Geräte 9
3. Die Erdarten unter Berücksichtigung ihrer Verwendung zu Dammschüttungen 10
a) Allgemeine Eigenschaften 10
b) Auflockerung 11
c) Verhalten der Erdarten an Böschungen 11
§ 4. Bodengewinnung. Arbeitsaufwand und Preisermittelung 12
1. Bodengewinnung durch Handarbeit 12
2. Bodengewinnung durch Maschinen 14
a) Der Pflug und dem Pfluge verwandte Maschinen 14
b) Die Löffel-, Stiel- und Schaufelgräber 14
c) Die Eimerkettengräber 16
§ 5. Übersicht der Bodenbeförderungsarten 19
1. Das Werfen 19
2. Das Tragen 19
3. Die Beförderung in Kähnen 19
4. Die Beförderung auf Bändern ohne Ende und in Schüttrinnen 19
5. Die Beförderung durch Drahtseilbahnen 19
6. Bremsberge 20
7. Die Beförderung in Schiebkarren, Kippkarren und in Rollwagen auf Schienengleisen . . 20
§ 6. Bodenbeförderung in Schiebkarren 21
1. Die Geräte 21
2. Anordnung der Arbeiten 23
3. Leistung und Kosten 23
§ 7. Bodenbeförderung in Kippkarren 24
1. Die Geräte 24
a) Handkippkarren 24
b) Pferdekippkarren 25
c) Die Karrbahnen oder Karrfahrten 25
2. Anordnung der Arbeiten 26

Seite
3. Leistung und Kosten . . . 26
a) Bei Handkippkarren . . . 26
b) Bei Pferdekippkarren . . . 27
§ 8. Bodenbeförderung in Rollwagen und auf Schienengleisen . . . 28
1. Die Gleise, Erdwagen und Lokomotiven . . . 28
a) Gleise und Schienen . . . 28
b) Die Erdwagen . . . 28
α) Wagen mit festen Kasten . . . 29
β) Wagen mit beweglichen Kasten . . . 29
c) Die Lokomotiven . . . 31
2. Anordnung der Arbeiten . . . 31
3. Leistungen und Kosten . . . 31
a) Bei Beförderung durch Menschen . . . 31
b) Bei Beförderung durch Pferde . . . 32
c) Bei Beförderung durch Lokomotiven . . . 33
§ 9. Bedarf an Fördergeräten und Arbeitern. Preistabellen . . . 34
1. Bei Anwendung von Schubkarren . . . 35
2. Bei Handkippkarren . . . 36
3. Bei Pferdekarren . . . 36
4. Bei Beförderung in Rollwagen auf Schienengleisen . . . 37
5. Preistabellen . . . 37
§ 10. Arbeitsbetrieb am Aufladeort. Einschnittarbeiten . . . 38
1. Allgemeines . . . 38
2. Schiebkarrenbetrieb . . . 39
3. Kippkarrenbetrieb . . . 39
4. Betrieb bei Beförderung auf Schienengleisen . . . 39
a) Gewöhnlicher Einschnittbetrieb . . . 39
b) Englischer Einschnittbetrieb . . . 42
§ 11. Arbeitsbetrieb am Abladeort. Auftragsarbeiten. Dammschüttungen . . . 43
1. Allgemeines . . . 43
2. Die Schüttung der Dämme . . . 44
a) Die Lagenschüttung . . . 44
b) Die Kopfschüttung . . . 45
c) Die Seitenschüttung . . . 47
d) Die Gerüstschüttung . . . 47
α) Amerikanische feste Gerüste . . . 47
β) Bewegliche Sturzgerüste . . . 47
§ 12. Absteckungsarbeiten. Bildung der Erdkörper . . . 48
§ 13. Die Vollendungsarbeiten. Befestigung der Einschnitt- und Dammböschungen . . . 51
§ 14. Berechnung der hergestellten Erdkörper . . . 55

B. Erdrutschungen. Unterhaltungs- und Wiederherstellungsarbeiten.

§ 15. Ursachen der Rutschungen . . . 58
§ 16. Die Rutschungen an Einschnitten und ihre Verhinderung . . . 60
1. Die Rutschungen an Einschnittböschungen . . . 60
a) Böschungsneigung und Bermen . . . 60
b) Der Einschnittgraben . . . 61
c) Böschungsbefestigung . . . 61
d) Sammelgräben und Abfallrinnen . . . 62
e) Entwässerung der Böschungsfläche . . . 62
f) Der Fuß der Böschung . . . 63
g) Ausführung und Unterhaltung . . . 64
2. Einschnittrutschungen infolge vorhandener Gleitflächen . . . 64
a) Entwässerungsanlagen . . . 66
b) Entlastung durch Abgraben . . . 67
c) Beseitigung der Gleitflächen . . . 67
d) Anbringung von Erdpfeilern, Steinpackungen, Futtermauern und Pfahlwänden . . . 68

Seite

§ 17. Dammrutschungen und ihre Verhinderung . . . 68
1. Schlechte Beschaffenheit des Schüttmaterials und unrichtige Ausführungsweise der Dämme 68
2. Gleitschichten auf der Erdoberfläche oder in tieferer Lage . . . 69
3. Geringe Tragfähigkeit des Bodens . . . 70
4. Unterhaltungsarbeiten . . . 71

II. Kapitel. Straßenbau.

Bearbeitet von L. von Willmann, ord. Professor der Bau- und Ingenieur-Wissenschaften an der Technischen Hochschule zu Darmstadt.

(Mit 114 Abbildungen.)

§ 1. Einleitung . . . 73
1. Geschichtliches . . . 73
2. Bedeutung der Straßen nach Einführung der Eisenbahnen . . . 74
3. Einteilung der Straßen . . . 74
a) Haupt- oder Staatsstraßen . . . 75
b) Verbindungs- oder Vizinalstraßen . . . 75
c) Privatwege . . . 75
d) Feld- und Waldwege . . . 75
e) Städtische Straßen . . . 75
4. Aufgaben des Straßenbaues . . . 75

A. Landstraßen.

§ 2. Vorarbeiten für Landstraßen . . . 76
1. Die wirtschaftliche (kommerzielle) Trassierung . . . 76
2. Die technische Trassierung . . . 76
a) Einfluß des Geländes auf die Straßentrasse . . . 76
α) Hochstraßen . . . 77
β) Talstraßen . . . 77
γ) Steigen . . . 78
b) Anhaltspunkte für das Trassieren der Straßen . . . 79
c) Die Bearbeitung eines Straßenentwurfs und seine Unterlagen . . . 79
α) Die Trassierungselemente . . . 80
β) Vorschriften und Regeln . . . 80
§ 3. Die Straßenfuhrwerke und die Breite der Straßen . . . 81
1. Die Straßenfuhrwerke . . . 81
a) Das Untergestell der Wagen . . . 81
b) Die Ausführung der Räder . . . 82
α) Die Nabe . . . 82
β) Die Speichen . . . 82
γ) Der Felgen- oder Radkranz . . . 83
c) Federn und Bremsen . . . 83
α) Federn . . . 83
β) Bremsen . . . 83
d) Abmessungen und Gewichte der Fuhrwerke . . . 83
2. Die Straßenbreite . . . 84
§ 4. Die Straßenquerschnitte (Querprofile) und die Entwässerung der Straßen . . . 86
1. Die Form der Straßenoberfläche . . . 86
a) Das Quergefälle der Straßen . . . 87
b) Erhöhte Fußwege . . . 87
c) Radfahrwege . . . 88
2. Die Straßenentwässerung . . . 88
3. Querschnitte ausgeführter Straßen . . . 89
§ 5. Widerstände der Straßenfuhrwerke, die Zugkraft der Zugtiere und die Straßensteigungen . . . 91
1. Bewegungswiderstände der Straßenfuhrwerke . . . 92

Seite
2. Die Zugkraft und Leistung der Zugtiere 93
3. Die größte zulässige Steigung der Straßen 95
§ 6. Der Höhenplan (Längenprofil) der Straßen und die zweckmäßigsten Steigungen 96
1. Die Annahme der Straßensteigungen 96
2. Die zweckmäßigsten Steigungen 97
§ 7. Die Straßenkrümmungen 97
1. Bestimmung des kleinsten Krümmungshalbmessers 98
2. Vorschriften über die kleinsten Krümmungshalbmesser 99
3. Wendeplatten oder Kehren 100
§ 8. Die Fahrbahn der Landstraßen 101
I. Steinschlagbahnen 102
1. Steinschlagbahnen mit Grundbau 102
a) Die Packlage (Grundbau) 102
b) Die Randsteine 103
c) Die Decklage 103
d) Das Steinmaterial 103
e) Das Einwalzen der Steinschlagstraßen 105
f) Die Straßenwalzen 105
α) Die Pferdewalzen 106
β) Die Dampfwalzen 106
2. Steinschlagbahnen ohne Grundbau (makadamisierte Straßen) 109
II. Kiesstraßen 109
III. Kleinpflaster (Steinschlagpflaster) 110
IV. Klinkerpflaster 111
§ 9. Die Fußwege, Sommerwege, Reit- und Radfahrwege und ihre Befestigung 112
1. Fußwege 112
2. Sommerwege 112
3. Reitwege 112
4. Radfahrwege 112
§ 10. Nebenanlagen 113
1. Abteilungszeichen 113
2. Marksteine 113
3. Abweissteine oder Prellsteine 113
4. Einfriedigungen, Brüstungen, feste und bewegliche Wegschranken und Schlagbäume . . . 113
5. Wegweiser 113
6. Ortstafeln und Hoheitsstöcke 113
7. Pflanzungen 114
§ 11. Die Reinigung und Unterhaltung der Landstraßen 114
1. Die Reinigung der Steinschlagstraßen 115
2. Das Ölen und Teeren der Steinschlagstraßen 116
a) Das Ölen 117
b) Das Teeren 117
c) Das Asphaltin 117
d) Das Westrumit 118
3. Die Wiederherstellung der abgenutzten Straßenoberfläche 118
a) Das Steinschlagmaterial (Wertziffern) 118
b) Der Flickbetrieb 119
c) Der Deckenbetrieb 119

B. Städtische Straßen.

§ 12. Städtische Bebauungspläne 121
1. Die Richtungslinien und Längen städtischer Straßen 122
2. Die Straßenbreiten und Häuserhöhen 123
3. Die Steigungen städtischer Straßen 124
4. Straßeneinmündungen, Straßenkreuzungen und öffentliche Plätze 125
5. Anpflanzungen und Vorgärten städtischer Straßen 126
6. Straßennetze und Blocktiefen 126

Seite
a) Die Länge und Breite der Baublöcke . . . 126
α) bei geschlossener Bauweise . . . 127
β) bei offener Bauweise . . . 127
b) Die Ausbildung des Straßennetzes . . . 127
α) Das Rechtecksystem . . . 127
β) Das Diagonalsystem . . . 127
γ) Das Radialsystem . . . 128
δ) Das Dreiecksystem . . . 128
c) Die Verwendung der verschiedenen Bebauungsweisen . . . 128
§ 13. Die Querschnitte (Querprofile) und die Entwässerung städtischer Straßen . . . 129
§ 14. Die Unterbringung der Abwässerkanäle, der Wasser-, Gas- und Kabelleitungen . . . 131
1. Die Straßenkanäle . . . 132
2. Die Wasser-, Gas- und Kabelleitungen . . . 132
3. Straßentunnels (subways) . . . 134
§ 15. Die Fahrbahnbefestigung städtischer Straßen . . . 134
1. Die Pflasterungen . . . 135
a) Die Unterbettung . . . 135
b) Die Pflasterungen mit natürlichen Steinen . . . 135
α) Das rauhe Pflaster . . . 135
β) Das Reihenpflaster mit Kopf- und Würfelsteinen . . . 136
c) Die Pflasterungen mit künstlichen Steinen . . . 139
α) Klinkerpflaster . . . 140
β) Keramitpflaster . . . 140
γ) Schlackensteine . . . 141
δ) Kunststeine . . . 141
d) Das Holzpflaster . . . 141
e) Eisenpflaster . . . 143
2. Die Asphaltbahnen . . . 143
a) Stampfasphalt . . . 144
b) Gußasphalt . . . 144
c) Künstlicher Asphalt . . . 145
d) Asphaltklötze und Asphaltplatten . . . 145
3. Fahrbahnbefestigungen besonderer Art . . . 145
a) Die Zementbahnen . . . 146
b) Der Pechmakadam oder Asphaltbeton und der Granitasphaltbelag . . . 146
c) Gleise für den Fahrverkehr . . . 146
4. Vergleichung der verschiedenen Arten der Straßenbefestigung und Wahl einer derselben . . . 147
§ 16. Anschluß der Straßenbefestigung an die Schienen der Straßenbahnen . . . 148
1. in Steinschlagstraßen . . . 148
2. in Steinpflaster . . . 149
3. in Holzpflaster . . . 149
4. in Asphaltstraßen . . . 149
§ 17. Die städtischen Fußwege, Reitwege, Radfahrwege und ihre Befestigung, sowie die Nebenanlagen . . . 151
1. Die Fußwegabdeckungen . . . 152
a) Sand- und Kieswege . . . 152
b) Pflasterungen mit Kopfsteinen . . . 152
c) Pflasterung mit Flußkieseln (Mosaikpflaster) . . . 152
d) Klinkerpflaster . . . 152
e) Hausteinplatten . . . 153
f) Künstliche Platten aus gebranntem Ton und aus gepreßtem Zement . . . 153
g) Zementabdeckung . . . 153
h) Asphaltabdeckung . . . 154
2. Reitwege und Radfahrwege . . . 154
3. Nebenanlagen . . . 154
§ 18. Die Reinigung und Unterhaltung städtischer Straßen . . . 154
1. Der Reinigungsdienst . . . 155
2. Das Besprengen und Kehren der Straßen . . . 155
3. Die Abschlämm- und Kehrmaschinen . . . 156

Seite
a) Die Abschlämmaschinen . . . 156
b) die Kehrmaschinen . . . 158
4. Die Beseitigung von Schnee und Eis . . . 159
5. Die Unterhaltung städtischer Straßen . . . 159

III. Kapitel. Eisenbahnbau.

Bearbeitet von H. Wegele, ord. Professor der Ingenieur-Wissenschaften an der Technischen Hochschule zu Darmstadt; Kgl. Preuß. Eisenbahn-Bau- und Betriebsinspektor a. D.

(Mit 511 Abbildungen.)

A. Einleitung.

§ 1. Übersicht der geschichtlichen Entwicklung der Eisenbahnen . . . 161
1. Die Entwicklung des Gleises . . . 161
2. Die Spurweite . . . 165

B. Einteilung und Gestaltung der Eisenbahnen.

§ 2. Begriff und Einteilung der Eisenbahnen. Vorschriften und Bestimmungen . . . 166
1. Begriff der Eisenbahnen . . . 166
2. Einteilung der Eisenbahnen . . . 166
a) Hauptbahnen . . . 168
b) Nebenbahnen . . . 168
c) Lokaleisenbahnen . . . 169
d) Kleinbahnen . . . 169
e) Privatanschlußbahnen . . . 169
3. Die Staats- und Privatbahnen in Deutschland . . . 170
4. Amtliche Vorschriften . . . 170
§ 3. Die Bahngestaltung . . . 171
1. Die Spurweite . . . 171
2. Vollspur und Schmalspur . . . 171
3. Die Umgrenzung des lichten Raums und die Gleisentfernung . . . 172
a) Die Umgrenzung des lichten Raums . . . 172
b) Die Gleisentfernung . . . 173
4. Die Gleiszahl . . . 174
5. Die vorgeschriebenen Querschnitte des Bahnkörpers und die Planumsbreite . . . 174
a) Querschnitte auf freier Strecke . . . 175
b) Die lichten Tunnelquerschnitte . . . 176

C. Grundsätze und Regeln für die Linienführung.

§ 4. Allgemeine Linienführung und die Lage der Bahnhöfe . . . 177
1. Die Lage der Linie im allgemeinen . . . 177
2. Rücksichten auf die Landesverteidigung . . . 177
3. Rücksichten auf den Staatsgrundbesitz mit landwirtschaftlichem, forstlichem und Bergbaubetrieb, sowie auf Bergwerksanlagen und die Moorkultur . . . 178
4. Die Aufnahme und Abgabe des zu erwartenden Verkehrs . . . 178
5. Die Lage der Bahnhöfe . . . 178
§ 5. Der Grund und Boden . . . 179
1. Der Aufbau und die Lagerungsverhältnisse des Erdbodens . . . 179
2. Die Gestaltung der Oberfläche des Erdbodens . . . 179
3. Die Ausnutzung des Grund und Bodens bei Bau und Unterhaltung der Bahn . . . 180
4. Der Grunderwerb . . . 180
§ 6. Die Wasserverhältnisse . . . 181
1. Grund- und Hochwasserstände . . . 181
2. Stehendes und fließendes Wasser . . . 182
3. Das Tagewasser . . . 182

Seite
§ 7. Die Aufrechterhaltung der Verkehrsverhältnisse auf den zu kreuzenden Wegen, Wasserstraßen und Eisenbahnen 183
1. Wegekreuzungen 183
a) Übergänge in Schienenhöhe 183
α) Breite 184
β) Die Neigungsverhältnisse 184
γ) Die Krümmungsverhältnisse 184
δ) Befestigung 184
ε) Schranken 185
ζ) Sonstige Sicherungs- und Nebenanlagen 186
b) Wegüberführungen 187
c) Wegunterführungen 188
d) Seitenwege 188
e) Mitbenutzung öffentlicher Wege 188
2. Kreuzungen mit Wasserstraßen 189
3. Kreuzung mit Eisenbahnen 189
§ 8. Schutzanlagen und Schutzlage der Bahn 189
I. Schutzanlagen 189
1. Schutzanlagen gegen die Bewirtschaftung und Benutzung der Nachbargrundstücke 189
a) Grenzschutzstreifen 189
b) Torfschutzstreifen 189
c) Einfriedigungen 190
2. Schutzanlagen gegen Feuer und Wind 190
a) Feuerschutzstreifen innerhalb der Waldbestände 191
b) Schutzmauern gegen Windangriff 192
3. Schutzanlagen gegen Schnee 192
a) Waldschutzstreifen 194
b) Schneezäune 194
c) Einschnittsverbreiterung mit Schneedämmen 194
4. Schutzanlagen gegen Lawinen und Bergstürze 195
II. Schutzlage der Bahn zur Abwendung einer vom Bahnbetrieb herrührenden Feuersgefahr von Gebäuden und Lagerplätzen 196

D. Betriebstechnische Grundlagen der Linienführung.

§ 9. Widerstände und Zugkräfte 196
1. Widerstand in der geraden und auf der wagerechten Bahn 196
2. Widerstand in der Steigung 197
3. Widerstand in der Krümmung 197
4. Maßgebende Steigung 198
5. Zweckmäßigste Steigung 198
6. Bremsgefälle 199
7. Schädliche und unschädliche Steigungen 199
8. Verlorenes Gefälle 199
9. Verbindung zwischen Neigung und Krümmung 200
10. Ermäßigung der Steigung in Bogen 200
11. Anlaufsteigung 201
§ 10. Die Wahl der Neigungs- und Krümmungsverhältnisse 201
1. Die Steigungsverhältnisse 201
a) Stetige Steigung 201
b) Steigungsänderungen 202
α) Steigungsvergrößerung 202
β) Steigungsermäßigung 202
c) Anordnung der Gefällwechsel 202
d) Anordnung der Neigungen im Tunnel 202
e) Die Ausrundung der Gefällwechsel 203
f) Die Zwischenstrecken zwischen Gegenneigungen 203

Seite
g) Beispiel der Steigungslinie einer Hauptbahn 204
h) Vorgeschriebene Steigungsgrenzen 204
2. Die Krümmungsverhältnisse 205
a) Die kleinsten zulässigen Halbmesser 205
b) Die Zwischengerade mit den Übergangsbogen 206
§ 11. Die Fahrzeuge 207
1. Allgemeines 207
2. Die Bauart und die Leistungsfähigkeit der Lokomotiven 208
3. Die Wagen 209

E. Die Vorarbeiten.

§ 12. Die Vorarbeiten 212
1. Die wirtschaftlichen und technischen Vorarbeiten 212
2. Allgemeine und ausführliche Vorarbeiten 212
a) Die allgemeinen Vorarbeiten 212
b) Die ausführlichen Vorarbeiten 212
3. Die allgemeinen Vorarbeiten 212
a) Der Bauplan 212
b) Die Karten und Schichtenpläne 213
c) Die Geländeaufnahme 214
α) im Flachlande 214
β) im Gebirge und im Hügellande 214
d) Die Ermittelung der Bahnlinie im Schichtenplan 215
α) Die erste Versuchslinie 215
β) Die zweite Versuchslinie 216
γ) Die Gefällschicht 217
δ) Die dritte Versuchslinie 217
ε) Die Nullinie 218
ζ) Die endgültige Linie 219
e) Der Höhenplan 219
f) Die Querschnitte 220
g) Die Verbesserung der Linie 220
h) Die Vergleichung mehrerer Linien 220
§ 13. Die Einzelentwürfe und die vorschriftsmäßige Form und Darstellung des Gesamtentwurfs . . . 220
1. Die Einzelentwürfe 220
a) Brücken 220
b) Hochbauten 220
c) Wegübergänge 220
2. Die vorschriftsmäßige Form des Gesamtentwurfs 221
3. Die Darstellung des Gesamtentwurfs 222
§ 14. Die Ermittelung und Verteilung der Erdmassen und die Kostenberechnung der Bodenbewegung 224
I. Die Ermittelung der Erdmassen 225
1. Die Flächenermittelung der Querschnitte 225
a) durch Rechnung 227
b) durch Zeichnung 227
2. Die Massenermittelung 228
a) durch Rechnung 228
b) durch Zeichnung 229
α) Der Flächenplan 229
β) Der Massenplan 231
1. Die Massenlinie und ihre Eigenschaften 231
2. Zeichnerische Darstellung des Massenplans 233
3. Mittlere Förderweite 234
4. Seitenentnahme und Ablagerung 235
II. Verteilung der Erdmassen 235
1. Die günstigste Massenverteilung 235

Seite

2. Verteilungslinie erster und zweiter Ordnung 236
3. Gemeinsame und getrennte Verteilungslinie 237
III. Kostenberechnung der Bodenbewegung mittels bildlicher Förderkostenmaßstäbe unter Berücksichtigung der Förderart 238
a) Förderung auf der Wagerechten 238
b) Förderung auf Steigungen 239
α) in der Steigung 239
β) im Gefälle 240
IV. Ausführung des zeichnerischen Verfahrens zur Ermittelung und Verteilung der Erdmassen, sowie der Kosten der Bodenbewegung 240
§ 15. Die ausführlichen Vorarbeiten 243
1. Inhalt und Form des Entwurfs 243
2. Ausführung der Vorarbeiten 244
a) Die Geländeaufnahme 244
b) Die Übertragung der Linie auf das Gelände 244
c) Der Höhenplan und die Querschnitte 245
d) Verbesserung der Linie 245
3. Die Absteckung der Kreisbogen 246
a) Die Absteckung mit rechtwinkligen Koordinaten von der Tangente aus 246
b) Das Verfahren des Absteckens mit Hilfe des Theodolits 246

F. Der Grunderwerb und die Ausführung.

§ 16. Die Durchführung des Grunderwerbs und die Ausführung einer Eisenbahn 248
1. Der Grunderwerb 248
2. Die Ausführung 248

G. Der Oberbau.

I. Anordnung des Oberbaues im allgemeinen. Rad und Schiene. Bahnachse und Gleislage.

§ 17. Allgemeine Anordnung des Oberbaues. Beziehungen zwischen Rad und Schiene 249
1. Allgemeine Anordnung des Oberbaues 249
2. Beziehungen zwischen Rad und Schiene 249
a) Die auf die Schiene wirkenden Kräfte 249
α) Der ruhende Raddruck 249
1. Die Schwankungen der Tragfedern 249
2. Die Druckveränderung der Lokomotivräder 249
3. Die lotrechten Schwingungen des biegsamen Gleises 249
β) Die wagerechten Seitenkräfte 249
γ) Die wagerechten Kräfte in der Längsrichtung des Gleises 249
b) Die Kegelform der Radreifen und die radiale Stellung der Achsen 250
§ 18. Die Spurerweiterung in Krümmungen 250
§ 19. Überhöhung des äußern Schienenstrangs 253
§ 20. Die Übergangsbogen 254

II. Die Schienen und ihre Unterlagen.

§ 21. Berechnung des Oberbaues. Form und Baustoff 257
1. Berechnung des Oberbaues 257
a) Die lotrechte Belastung 258
b) Die wagerechte Beanspruchung 258
c) Widerstand gegen ein Kanten der Schienen 258
d) Verhüten eines Verschiebens des ganzen Gleises 258
2. Die Schienenform 259
a) Die Querschnittsform der Schiene 259
b) Die Schienenlänge 260
c) Die Schienenlochung 261
3. Der Baustoff der Schienen 261

Seite
§ 22. Die Schienenunterlagen und die Schienenbefestigung 261
1. Die hölzerne Querschwelle 262
a) Die Abmessungen der Querschwellen 262
b) Die Holzart 262
c) Das Tränken 262
d) Die Verdübelung der Holzschwellen 263
e) Die Kosten und das Gewicht der Holzschwellen 263
2. Die Befestigung der Schiene auf den Holzschwellen 264
a) Schwellenschraube und Nagel 264
b) Die Unterlagsplatten 264
3. Die eiserne Querschwelle 266
4. Die Befestigung der Schiene auf den eisernen Querschwellen 267
§ 23. Der Schienenstoß. Vorkehrungen gegen das Wandern der Schienen. Die Schwellenteilung . . 270
1. Der Schienenstoß im allgemeinen. Der feste und der schwebende Stoß 270
2. Die Laschen und Laschenbolzen 270
3. Der Stumpfstoß 272
4. Der Blattstoß 274
a) Der Dicksteg-Verblattstoß 274
b) Der Blattstoß mit verdrücktem Steg 274
c) Der Haarmannsche Wechselsteg-Verblattstoß 275
5. Stoßbrücken 275
6. Die Auflauflasche 276
7. Die Übergangslaschen 277
8. Vorkehrungen gegen das Wandern der Schienen 277
9. Die Schwellenteilung 279
§ 24. Die Oberbauanordnungen der preußisch-hessischen Staatsbahnen 279
§ 25. Die Bettung 281

III. Das Verlegen, Unterhalten und Veranschlagen des Oberbaues.

§ 26. Das Verlegen des Oberbaues 284
a) Das Verpfählen der Achse 284
b) Die Anlieferung und Verlegung der Oberbauteile 284
c) Das Vorstrecken des Gleises 285
d) Der Vorgang beim Verlegen 285
e) Die Oberbaugeräte 286
§ 27. Die Unterhaltung des Oberbaues 288
§ 28. Veranschlagen des Oberbaues und Arbeitsleistungen 291
1. Der Bettungsstoff 291
2. Oberbau 292
3. Die Kosten des Verlegens 292
4. Die Kosten der Gleisunterhaltung 292

H. Gleisdurchschneidungen und Gleisverbindungen. Die Kreuzungen, Weichen, Drehscheiben und Schiebebühnen.

§ 29. Die Kreuzungen 293
1. Allgemeines 293
2. Rechtwinklige und schiefe Kreuzungen. Gleisverschlingung 293
a) Rechtwinklige Kreuzungen 293
b) Schiefe Kreuzungen 293
c) Gleisverschlingung 293
3. Das einfache und doppelte Herzstück 293
4. Die führerlose Lücke 293
a) Bei dem einfachen Herzstück 293
b) Bei dem doppelten Herzstück 294
5. Die Spurrille am Radlenker und im Herzstück 296
6. Höhenlage der Herzstückspitze und der Flügelschiene 296

Seite

§ 30. Herstellung der Kreuzungen 297
1. Gegossene Herzstücke 297
2. Schienenherzstücke 298
3. Außergewöhnliche Herzstücke 298
4. Kreuzungen von Voll- und Schmalspurgleisen 299

§ 31. Die Weichen 299
1. Allgemeines 299
2. Die Weiche im engeren Sinne 299
a) Die Schleppweiche 300
b) Die Weiche mit unterschlagenden Zungen 300
3. Die Zungen 300
4. Der Drehpunkt 302
5. Die Stellvorrichtung 304
6. Die Kletterweiche 306

§ 32. Die Weichenformen einschließlich der Weichensignale 306
1. Die einfache Weiche 306
a) Bauliche Anordnung, die Signale und das Merkzeichen 306
b) Die geometrische Anordnung und Berechnungsgrundlage der einfachen Weiche 308
α) Die geometrische Gestalt einer Weiche 308
β) Die Berechnungsgrundlagen 308
c) Das Linienbild der Weichen 310
2. Die Doppelweichen 310
3. Die Bogenweichen 311
4. Die Kreuzungsweichen 311
a) Allgemeine Anordnung 311
b) Die Stellung und die Schutzstellung 312
c) Die Signale 314
5. Die Abmessungen der Weichenformen der preußischen Staatsbahnen 314
6. Die Weichenverschlingung 314
7. Weichen und Kreuzungen für Schmalspurbahnen 315

§ 33. Die Gleisverbindung mittels Weichen 315
1. Die Abzweigung eines gleichlaufenden Gleises 315
2. Die einfache und die doppelte Gleisverbindung 316
3. Weichenstraßen 316
a) Die gerade einfache Weichenstraße 316
b) Die verkürzte Weichenstraße 317
c) Die gekrümmte Weichenstraße 317
4. Abzweigung aus dem Bogen 318
a) Einschaltung einer geraden Strecke 318
b) Unmittelbare Einlegung einer einfachen Weiche 318

§ 34. Die Drehscheiben 319
1. Allgemeines 319
2. Wagen- und Lokomotivdrehscheiben 319
3. Bauart 320
4. Bewegung und Feststellung 321
5. Unterhaltung und Bedienung 321
6. Anordnung der durch Drehscheiben zu verbindenden Gleise 321
7. Verbindung zwischen Drehscheibe und Weiche 321

§ 35. Die Schiebebühnen 322
1. Allgemeines 322
2. Schiebebühnen mit versenktem Gleis 322
3. Schiebebühnen mit nicht versenktem Gleis 323
4. Bewegung und Feststellung 323

Seite

J. Bahnhofsanlagen.

§ 36. Betriebstechnische Grundlagen . . . 324
1. Begriff und Gattungen der Züge . . . 324
2. Ausrüstung der Züge mit Bremsen . . . 325
3. Lokomotiven und Wagen . . . 325
4. Fahrvorschriften . . . 326
5. Signale . . . 326
6. Stationsdienst . . . 326

§ 37. Begriff und Einteilung der Stationen und der Bahnhöfe . . . 326
1. Einteilung nach der Art des Verkehrs . . . 327
a) Anlagen zur Abfertigung des Personenverkehrs . . . 327
b) Anlagen zur Abfertigung des Güterverkehrs . . . 327
c) Anlagen für besondere Verkehrszwecke . . . 327
2. Einteilung nach den Anforderungen des Betriebes . . . 327
a) Anlagen für die Ein- und Ausfahrt, sowie die Durchfahrt der Züge . . . 327
b) Anlagen für den Zugdienst im engeren Sinne . . . 327
c) Anlagen für die Gestellung der Zugkraft . . . 327
d) Anlagen für die Regelung des Laufes der Züge, der Meldung, Abfertigung und Sicherung der Züge . . . 327
e) Anlagen für den Werkstättendienst . . . 328
3. Einteilung der Bahnhöfe nach ihrer Lage zum Bahnnetz . . . 328
a) Endbahnhöfe . . . 328
b) Zwischenbahnhöfe . . . 328
c) Anschluß- oder Trennungsbahnhöfe . . . 328
4. Einteilung nach der Führung der verschiedenen Fahrrichtungen . . . 329
5. Einteilung nach der Lage der Empfangsgebäude . . . 330
a) die Kopfform . . . 330
b) Die Durchgangsform . . . 330
c) Die Keilform . . . 331
d) Die Inselform . . . 331

§ 38. Neigungs- und Krümmungsverhältnisse auf den Bahnhöfen. Lage der Endweichen . . . 331

§ 39. Darstellungsweise und Grundlage eines Bahnhofsentwurfes . . . 333

§ 40. Die Anordnung der Hauptgleise. Gleisabstände . . . 334
1. Die Hauptgleise . . . 334
2. Die Überholungsgleise . . . 334
3. Die Gleisabstände . . . 337

§ 41. Die Anlagen für den Personenverkehr. Der Haltepunkt . . . 337
1. Die Bahnsteige . . . 338
a) Der Form, Lage und Zugänglichkeit nach . . . 338
b) Die Zugänglichkeit der Bahnsteige. Der Haltepunkt . . . 338
c) Überdachung des Hauptbahnsteigs und der Zwischenbahnsteige . . . 340
d) Breite, Länge und Höhe der Bahnsteige . . . 341
e) Die Befestigung der Bahnsteige . . . 343
f) Die Bahnsteigsperre . . . 343
g) Die Anordnung der Bahnsteige bei einer elektrischen Hoch- und Untergrundbahn . . . 343
2. Das Empfangsgebäude . . . 343
a) Die Lage des Empfangsgebäudes . . . 343
b) Allgemeine Anordnung des Empfangsgebäudes . . . 345
3. Brunnen und Aborte . . . 348

§ 42. Die Anlagen für den Ortsgüterverkehr. Kleinere Bahnhöfe . . . 348
1. Aufstellgleise . . . 348
2. Ladegleise . . . 348
3. Die einzelnen Ladestellen . . . 348
a) für wertvolleres Stückgut . . . 348
b) Rampen für Verladungen . . . 348
c) Die Ladestraßen . . . 349

Seite
4. Das Anschlußgleis 350
5. Der Bahnhof in seiner einfachsten Form 350
6. Mittlere Durchgangsstationen 354
7. Der Güterschuppen 355
8. Große Güterbahnhöfe 356
9. Die Rohgutbahnhöfe 356
§ 43. Anlagen für den Betriebsdienst. Lokomotiv- und Wasserstationen, anderweitige Hochbauten für Betriebszwecke, Verschubbahnhöfe 356
1. Lokomotivstationen 356
a) Lokomotivschuppen 356
b) Bekohlungsanlagen 358
2. Wasserstationen 359
a) Die Wasserentnahme 359
b) Die Pumpe 359
c) Der Behälter 359
d) Die Leitungen 359
e) Der Wasserkran für die Lokomotiven 359
3. Anderweitige Hochbauten für Betriebszwecke 360
4. Das Verschieben. Verschubbahnhöfe. Der Verschubdienst 360
a) Das Verschieben 360
b) Verschubbahnhöfe (Rangierbahnhöfe) 362

K. Signal- und Sicherungsanlagen.

§ 44. Allgemeines. Vorschriften 364
§ 45. Signale. Zweck. Einteilung und bauliche Anordnung 365
§ 46. Die Sicherheitseinrichtungen an den Weichen und in den Weichenstraßen 367
1. Die Handverschlüsse 367
2. Die Spitzenverschlüsse 367
3. Die Antriebsvorrichtungen 368
4. Die Weichenverriegelungen 368
5. Fühl-, Hub- oder Sperrschienen — Druckschienen; Zeitverschlüsse 369
6. Die Gleisschutzvorrichtungen 370
§ 47. Leitungen. Spannwerke 370
§ 48. Die Stellwerke in Verbindung mit den Stationsblockwerken 371
§ 49. Einrichtung und Wirkungsweise des Blockwerks 376
§ 50. Die elektrische Blockung der Strecken- und Bahnhofssignale 378

IV. Kapitel. Tunnelbau.

Bearbeitet von H. Wegele, ord. Professor der Ingenieur-Wissenschaften an der Technischen Hochschule zu Darmstadt; Kgl. Preuß. Eisenbahn- Bau- und Betriebsinspektor a. D.
(Mit 76 Abbildungen.)

§ 1. Einleitung 383
§ 2. Vorarbeiten. Der Entwurf des Tunnels 384
1. Geologische Ermittelungen 384
2. Lage des Tunnels zum Gebirgsbau 384
3. Richtung und Neigungsverhältnisse des Tunnels 385
a) Die Richtung der Achse 385
b) Der Höhenplan oder der Längenschnitt 386
§ 3. Die Form und Größe des Tunnelquerschnitts 386
1. Die statischen Verhältnisse 386
2. Regelquerschnitte 388
3. Der lichte Querschnitt der Eisenbahntunnels 388
4. Ein- oder zweigleisige Ausführung 388

Seite
5. Straßentunnels 389
6. Kanaltunnels 389
7. Bachtunnels und Stollenkanäle 389
8. Die Größe der Tunnelquerschnitte 389
§ 4. Gewinnungsarbeiten. Bohren und Sprengen 389
1. Die Gewinnungsarbeiten 389
2. Die Bohrer 389
a) Die Schlagbohrer 389
b) Die Stoßbohrer 390
c) Die Drehbohrer 390
3. Die Bohrarbeit 390
a) Handbohrung 390
b) Handkraftbohrmaschinen 390
c) Maschinenbohrung mit Naturkraft 391
α) Die Stoßbohrmaschinen 391
β) Die Drehbohrmaschinen 392
§ 5. Die Sprengarbeit 394
1. Die Sprengmittel 394
2. Das Laden 395
3. Die Zündung 395
4. Die Sprengwirkung 395
5. Lage und Abmessung der Bohrlöcher 396
6. Sprengstoffverbrauch 396
§ 6. Stollen- und Schachtbau 397
1. Der Stollenbau 397
a) Die Stollenzimmerung 397
b) Die Getriebezimmerung 398
2. Der Schachtbau 399
§ 7. Stollen- und Schachtförderung 400
1. Die Stollenförderung 400
2. Die Schachtförderung 400
§ 8. Der Tunnelbaubetrieb 401
1. Sohl- oder Firststollenangriff 401
2. Strossen- und Firstenbau 401
3. Aufbrüche 401
4. Lösen und Fördern der Tunnelmassen 402
5. Beispiel eines Tunnelbaubetriebes 402
§ 9. Die Tunnelzimmerung 403
1. Die Jochzimmerung 403
2. Die Sparrenzimmerung 403
§ 10. Tunnelbauweisen 404
1. Die belgische Bauweise 404
2. Die englische Bauweise 404
3. Die österreichische Bauweise 406
a) Die neuere österreichische Bauweise 406
b) Die ältere österreichische Bauweise 406
c) Die angewendeten Zimmerungsarten 407
α) Die Zentralstrebenzimmerung 407
β) Die österreichische Sparrenzimmerung 407
γ) Die Eisenrüstung nach Rziha 407
§ 11. Lehrgerüste, Lehrbogen, Mauerung und Entwässerung 407
1. Die Lehrgerüste und Lehrbogen 407
2. Die Mauerung 407
3. Die Entwässerung 409
4. Nischen und Kammern 410
5. Die Tunneltore 410

Seite
§ 12. Lüftung, Wasserhaltung und Beleuchtung . . . 411
1. Die Lüftung . . . 411
2. Die Wasserhaltung . . . 411
3. Die Beleuchtung . . . 412
§ 13. Die Baukosten . . . 412
§ 14. Überwachungs- und Wiederherstellungsarbeiten . . . 412
§ 15. Tunnels unter Wasser . . . 413
1. Ausführung ohne besondere Hilfsmittel . . . 413
2. Die Ausführung mit Schildbau . . . 413
3. Die Ausführung bei größerer Wassertiefe . . . 414
4. Ausführung von Tagebau . . . 414

V. Kapitel. Stütz-, Futter-, Kai- und Staumauern.

Bearbeitet von L. v. WILLMANN, ord. Professor der Bau- und Ingenieur-Wissenschaften an der Technischen Hochschule zu Darmstadt.
(Mit 94 Abbildungen.)

§ 1. Allgemeines und Einteilung des Stoffes . . . 415

A. Wasser- und Erddruck auf seitlich begrenzende Wandflächen.

§ 2. Druck einer Flüssigkeit auf eine Wandfläche . . . 416
§ 3. Allgemeines über den Erddruck und die Bestimmung seiner Größe . . . 418
§ 4. Verteilung des Erddrucks über die Wandfläche und sein Angriffspunkt in dieser . . . 423
1. Die Erdoberfläche ist eben . . . 423
2. Die Erdoberfläche ist beliebig gekrümmt . . . 425
§ 5. Die Größe der Reibungswinkel und die Richtung des Erddrucks . . . 425
§ 6. Erddruck bei verschieden geneigter und bei verschieden gestalteter Wandfläche . . . 426
1. Einfluß verschiedener Neigung der Wandfläche auf die Größe des Erddrucks . . . 426
2. Bestimmung des Erddrucks bei gebrochenen Wandflächen . . . 428
3. Bestimmung des Erddrucks bei gekrümmten Wandflächen . . . 429
§ 7. Erddruck bei verschieden gestalteter und bei belasteter Erdoberfläche . . . 429
1. Einfluß verschiedener Neigungen der unbelasteten ebenen Erdoberfläche . . . 430
2. Einfluß einer unbelasteten gebrochenen Erdoberfläche . . . 430
3. Die Erdoberfläche ist belastet . . . 431
§ 8. Formeln zur Berechnung des Erddrucks . . . 432

B. Standsicherheit der Stütz-, Kai- und Staumauern.

§ 9. Bedingungen für die Standsicherheit von Mauern, die seitlichen Kräften ausgesetzt sind . . . 435
§ 10. Die Ermittelung der Mittellinie des Druckes für Mauerkörper, die seitlich wirkenden Kräften ausgesetzt sind . . . 436
1. Erstes Verfahren zur Ermittelung der Mittellinie des Druckes für eine Stützmauer . . . 438
2. Zweites Verfahren zur Ermittelung der Mittellinie des Druckes für eine Stützmauer . . . 439
3. Ermittelung der Mittellinie des Druckes für eine Kaimauer . . . 441
§ 11. Verteilung des Druckes über die Lagerflächen . . . 443
1. Wirkung der Schubkraft . . . 443
2. Wirkung der Druckkraft . . . 443
a) Ermittelung der Kantenpressungen . . . 444
b) Einfluß der Lage des Angriffspunktes der Kraft. Kernpunkte . . . 446
§ 12. Wahl des Querschnittes für Stütz- und Kaimauern . . . 448
§ 13. Ermittellung des Querschnittes einer Staumauer . . . 451

C. Ausführung der Stütz-, Futter-, Kai- und Staumauern.

§ 14. Ausführung der Stütz-, Futter- und Kaimauern . . . 455
1. Das Mauerwerk und die Bauausführung der Stütz-, Futter- und Kaimauern . . . 455
2. Futtermauern . . . 457

Seite

3. Kaimauern 457
4. Besondere Ausbildungen von Stütz- und Kaimauern (aufgelöste Bauweise) 459
a) Stützmauern 459
b) Kaimauern 461

§ 15. Stützwände, Uferbekleidungen und Kaibefestigungen aus Eisenbeton 462
1. Querschnittanordnung 462
2. Eiseneinlagen 463
3. Berechnungsgrundlagen 464
4. Beispiele ausgeführter Stütz- und Schutzwände aus Eisenbeton 464
a) Stützwände 464
b) Ufer- und Kaibefestigungen 467

§ 16. Ausführung der Staumauern 470
1. Staudämme 471
2. Staumauern 471
a) Gründung 471
b) Das Mauerwerk 472
c) Dichtung der Außenflächen 473
d) Besondere Ausbildung der Staumauern 475

Sachregister 477

I. Kapitel.

Erdbau.

Bearbeitet von

L. von Willmann,
ord. Professor der Bau- und Ingenieur-Wissenschaften an der technischen Hochschule zu Darmstadt.

(Mit 114 Abbildungen.)

A. Ausführung der Erdarbeiten.

§ 1. Gegenstände des Erdbaues. Alle Bauarbeiten, bei denen eine Bewegung der Erd- oder Bodenmassen erfolgt, sind Erdarbeiten im engeren Sinn und bilden den Gegenstand des Erdbaues. Es wird dabei stets entweder ein Ausschachten (Baugruben), Einschneiden (Gräben, Kanäle, Straßen- und Eisenbahneinschnitte), Entfernen und Abtragen, oder ein Aufschütten (Anschüttungen, Dämme), d. h. ein Auftragen der Erdmassen erforderlich. Dementsprechend unterscheidet man den Abtrag, d. h. die Abräumung, und den Auftrag, d. h. die Aufschüttung von Bodenmassen.

Um aber die Erde abheben oder aufschütten zu können, muß ihr Zusammenhang, ihre Kohäsion gelöst werden, und dieses Lösen geschieht je nach der Bodenart auf verschiedene Weise und mit verschiedenartigen Werkzeugen. Denn bei einem trockenen, harten oder gar steinigen und felsartigen Boden können Werkzeuge, mit denen weiche Erde gelöst und abgehoben wird, nicht mehr genügen. Es ist also zunächst die Kenntnis der Erdarten und der diesen angepaßten Werkzeuge erforderlich. Aber auch die Art der Förderung und Fortbewegung des gelösten Bodens kann je nach der Tiefe oder Höhe, aus welcher, oder je nach der Entfernung, auf welche er zu befördern ist, eine sehr verschiedenartige sein, so daß auch hier die mannigfaltigsten Vorrichtungen zur Verwendung gelangen.

Sollen hohe Dämme aufgeschüttet oder andere Bauten errichtet werden, so muß man sicher sein, daß der Boden sie auch tragen kann. Hierzu sind Bodenuntersuchungen erforderlich, welche erkennen lassen in welcher Reihenfolge und Schichtung die verschiedenen Erdarten im Boden gelagert sind, um daraus Schlüsse auf seine Tragfähigkeit machen zu können. Um endlich einen Kostenanschlag für Erdarbeiten aufstellen zu können, muß eine Massenberechnung der abzutragenden bzw. aufzuschüttenden Erdmassen vorgenommen werden, wobei, je nach den Erdarten, die verschiedene Auflockerung gelöster Erdmassen, bzw. die nachträgliche Verdichtung, das sog. »Setzen« oder »Sacken« der aufgeschütteten Massen, zu berücksichtigen ist.

Insbesondere die ausgedehnten Verkehrsanlagen der neueren Zeit, die Straßen-, Eisenbahn- und Kanalbauten mit ihren umfangreichen Erdarbeiten, haben darauf eingewirkt,

den Erdbau auf eine höhere Stufe zu heben, indem man bestrebt war, einen den örtlichen Verhältnissen angepaßten, möglichst vorteilhaften, d. h. bei bester Ausführung die geringsten Kosten verursachenden Betrieb herzustellen. Von besonderer Wichtigkeit erscheint hierbei die richtige Verteilung und Verwendung der Erdmassen, damit diese nicht unnötig weit befördert zu werden brauchen und die in den Einschnitten gewonnenen Erdmassen möglichst für die Herstellung der Dämme oder Aufträge Verwendung finden können.

Bei Straßenbauten, die sich, ihrer größeren zulässigen Steigungen und kleineren Krümmungshalbmesser wegen, leichter den Unebenheiten des Geländes anschmiegen lassen, werden zwar fast immer größere Erdarbeiten vermieden werden können. Namentlich sind die Massenbeförderungen in der Richtung der Straße, und damit auf größere Entfernungen, hier als Ausnahmen zu betrachten, da selbst im Hügel- und Gebirgsland ein Ausgleich des Auf- und Abtrages quer zur Straßenrichtung durch teilweises Einschneiden in die Berglehne erfolgen kann.

Eisenbahnbauten dagegen bedingen, durch ihre verhältnismäßig geringen Steigungen und großen Krümmungshalbmesser, besonders im Hügel- und Gebirgsland, eine stetige Abwechslung von Einschnitten mit Aufschüttungen, so daß in der Regel eine Beförderung der Erdmassen in der Längsrichtung der Bahn zu erfolgen hat, wobei innerhalb gewisser Strecken ein Ausgleich der Auf- und Abtragmassen anzustreben ist. Dies hat zu den neueren Ausführungsweisen des Einschnittbetriebes und zu Verbesserungen der Beförderung und Verbauung der Erdmassen innerhalb des eingeengten Arbeitsraumes der Bahnanlagen geführt.

Werden die Beförderungsstrecken in der Bahnrichtung zu groß, oder eignet sich die Erde aus den Abträgen ihrer Beschaffenheit wegen nicht für die Aufschüttung der Dämme, so kann es auch bei Eisenbahnbauten vorteilhafter erscheinen, die Abtragmassen seitlich abzulagern, bzw. die Auftragmasse der Dämme durch Seitenentnahme zu beschaffen.

Bei den großen Kanalbauten der Neuzeit (Suez-Kanal, Kaiser-Wilhelm-Kanal usw.) waren es hauptsächlich die großen zu fördernden Massen, zu deren Bewältigung die gewöhnlichen Mittel nicht mehr hinreichten, welche die Heranziehung der Maschinenkraft bewirkten und zur Vervollkommnung des Maschinenbetriebes bei Erdarbeiten beitrugen. Einen ähnlichen Einfluß übten die großen Tunnelbauten (Mont Cenis, Gotthardtunnel, Arlbergtunnel usw.) aus.

Sind damit kurz die verschiedenen Arbeitsgebiete des Erdbaues dargelegt, so müssen noch die Erhaltungs- und Unterhaltungsarbeiten erwähnt werden, namentlich die Verhinderung oder die Vorbeugung von Rutschungen, wie sie an den durch die Abgrabung in ihrem Gleichgewicht gestörten Erdmassen an Einschnittböschungen, oder durch ungeeignete Beschaffenheit der Auftragmassen an Dämmen und Dammböschungen auftreten. Auch die Maßnahmen gegen das Abrutschen ganzer Flächen gewachsenen Bodens, der, durch Bauten verschiedener Art belastet, auf einer tieferliegenden Gleitschicht in Bewegung gerät, sind hierher zu zählen und werden mit den vorhin genannten Gleichgewichtsstörungen im zweiten Abschnitt dieses Kapitels, in den Paragraphen 16 und 17, näher besprochen.

Die vorbereitenden Arbeiten, die in den topographischen Vermessungen, in den Absteckungen, Profilaufnahmen, Massenverteilungen und Gesamtkostenanschlägen bestehen, werden im Kapitel »Eisenbahnbau« behandelt, während im nachstehenden die Bodenuntersuchungen, die verschiedenen Erdarten, die Bodenlösung und Bodengewinnung, die Bodenbeförderung, die Bildung der Abträge oder Einschnitte, der Dämme und Aufschüttungen, die Erdmassenberechnung, die Befestigung der Böschungen und die Maßnahmen gegen Rutschungen erörtert werden sollen.

§ 2. Bodenuntersuchungen. Für alle Arten von Bauten sind Bodenuntersuchungen erforderlich, da schon bei Aufstellung eines Bauentwurfs festgestellt werden muß:

1. ob der Untergrund genügend tragfähig ist;
2. wie tief mit den Fundamenten eines Baues hinabgegangen werden muß, um festen, genügend tragfähigen Boden zu finden;
3. ob Grundwasser oder wasserführende Schichten vorhanden sind, und ob die letzteren wagerechte oder geneigte Lage besitzen;
4. ob eine Gleichgewichtsstörung des Bodens durch Anschneiden oder durch Belastung desselben zu befürchten ist, indem durch das Vorhandensein geneigter Schichten der darüber gelagerte Boden, besonders wenn er belastet wird, ins Gleiten geraten könnte; und
5. ob die anzuschneidenden und zu bewegenden Erdarten leicht oder schwer zu lösen und zu gewinnen sind.

Während die Beachtung der Punkte 1—4 als notwendige Vorarbeiten für den im II. Band zu behandelnden »Grundbau« gelten müssen, sind die Punkte 3—5 für den Erdbau selbst von großer Wichtigkeit, da von den Punkten 3 und 4 die Standsicherheit der Erdarbeiten, vom Punkt 5 die Möglichkeit einer genauen Veranschlagung der Baukosten abhängt, und weil aus mangelnder Kenntnis der in Frage kommenden Bodenarten große Nachteile für den Bauunternehmer oder für die Bauverwaltung entstehen können.

Der Punkt 1, die Feststellung der Tragfähigkeit des Untergrundes, und mit ihm Punkt 2 wird im § 1 des »Grundbaues« näher besprochen; hier mag nur erwähnt werden, daß bei sog. gutem Baugrunde (geschlossener Fels, Kies, trockener Sand, trockener Ton) eine Mächtigkeit von 3 bis 4 m auch für größere Bauausführungen als genügend tragfähig angenommen werden kann.

Zur Klarstellung der Punkte 2 bis 4 ist ein mehr oder weniger tiefes Eindringen in den Boden erforderlich. In vielen Fällen, wo man es mit einfachen geologischen Verhältnissen zu tun hat, genügt es, mittels des Sondier- oder Visitiereisens, einer 2 bis 4 cm starken Eisenstange, die durch Drehen oder Stoßen in den Boden eingetrieben wird, die Tiefenlage des festen Bodens oder Baugrundes festzustellen. Ist man jedoch genötigt, sich über die Aufeinanderfolge und Lagerung, sowie über das Streichen und Fallen der Schichten und die in ihnen vorkommenden Erdarten Rechenschaft zu geben, oder lassen wellen- oder muldenförmige Bildungen der Oberfläche, sowie etwaige Klüfte oder Risse auf bereits erfolgte Bodenbewegungen schließen, die bei einer Gleichgewichtsstörung durch Anschneiden oder Belasten des Bodens sich wiederholen könnten, so kann man nur durch Abgrabungen (Schürfungen), durch Abteufung von Schächten und durch die Ausführung von Bohrungen sich Klarheit über die bestehenden Bodenverhältnisse verschaffen.

Ausgrabungen werden, wenn sie sich auf größere Tiefen erstrecken, zu Schächten, die je nach der Tiefe der Ausgrabung und der Standfähigkeit des Bodens mit oder ohne Auszimmerung herzustellen sind. Im ersteren Fall werden sie rechteckig mit 1,5 bis 2 qm Querschnitt, im letzeren Fall häufig rund ausgeführt. In solchen besteigbaren Versuchsschächten kann man am besten die Art der durchteuften Schichten erkennen und ihre Mächtigkeit genau messen. Sie sind deshalb als die vollkommenste Art der Bodenuntersuchung anzusehen. Handelt es sich hierbei um Untersuchungen für eine Einschnittherstellung, so wird der Versuchsschacht bis auf die Tiefe der Grabensohle des Einschnittquerschnitts, oder bis auf etwa vorhandenen Fels abzuteufen sein.

Läßt sich aus der Gestaltung der Geländeoberfläche schließen, daß die geologische Beschaffenheit sich ändert, so sind in entsprechenden Abständen mehrere Versuchsschächte anzuordnen. Um das Streichen und Fallen der Schichten festzustellen, genügt es aber, in Entfernungen von 20 bis 60 m um einen solchen Schacht herum Bohrlöcher niederzutreiben, aus denen man aus den entsprechenden Tiefen Bodenproben herausholt. Zeigt dabei die Mächtigkeit, die Aufeinanderfolge und Art, die Lage und Neigung der Schichten Übereinstimmung, so liegt eine regelmäßige Bildung vor; im anderen Fall werden weitere Bohrlöcher zur Feststellung der etwa bestehenden Verwerfungen und Verschiebungen der Schichten, sowie der Beständigkeit der vorhandenen Gleichgewichtslage erforderlich.

Kommen dabei mehrere wasserführende Schichten in Betracht, so ist nur die Lage der obersten durch Bohrung einigermaßen sicher festzustellen, weil vom Beginn der Anbohrung dieser ersten wasserführenden Schicht sich das Bohrloch mit Wasser füllen wird. Ebenso geben Bohrungen in leicht beweglichem Boden wie Sand, Kies und Schlamm nur ungenügenden Aufschluß über die Bodenart der durchstochenen Schichten, weil sich die Bohrlöcher leicht in ihrem unteren Teil mit der aus den oberen Schichten herabfallenden Erdart füllen. In solchen Fällen ergeben Schachtabteufungen sicherere Ergebnisse, selbst wenn die Bohrung in Röhren ausgeführt wird, die jedenfalls bei Bohrungen unter Wasser oder in halbflüssigem Boden verwendet werden müssen, damit nicht ein Auflösen des Erdreichs und ein Zuschlämmen des Bohrlochs eintritt.

Als Bohrer kommen in Betracht:

a) Erdbohrer, für weichere Erdarten und geringere Tiefen verwendbar, bestehen aus einem zylindrischen oder schwach kegelförmigen, meist an der Seite aufgeschlitzten Stutzen von 10 bis 30 cm Durchmesser, dessen Seitenwandung am unteren offenen Ende in einen Teil eines Schraubenganges endigt, durch welchen beim Drehen die Erdmasse in den Stutzen hineingepreßt und mit diesem als Bodenprobe heraufgeholt wird (Abb. 1)[1]. Der Schlitz wird je nach der Dichtigkeit der Erdart breiter oder schmäler angenommen oder auch ganz fortgelassen (Abb. 2).

Bei halbkreisförmigem oder noch kleinerem Umfange wird der Bohrer zum sog. Löffelbohrer (Abb. 3 u. 4), der bei festeren und zäheren Erdarten (Ton, Lehm usw.) gebraucht wird, aber häufig auch nur zum Vorbohren Verwendung findet, so daß die Erweiterung des Bohrloches durch einen zweiten Bohrer, der aber spitz auslaufen muß, erfolgt und in der Form der Abb. 5 den Tonboden nicht nur schneidet, sondern auch beim Hochziehen festhält. In weichem Gestein dient für denselben Zweck der Trepanierbohrer (Abb. 6) mit S-förmigem Querschnitt und zwei Schneiden, sowie die amerikanische Zunge (Abb. 7) mit mehrfachen Schraubenwindungen.

b) Sandbohrer, die für halbflüssigen Boden, Sand, feinen Kies usw. verwendet und teils gedreht, teils gestoßen werden, um den Boden gewissermaßen zu schöpfen. Hierher gehört die Sandkelle (Abb. 8), die mit einer Schraube und einem oben offenen Kegel oder Zylinder für den eben genannten Zweck versehen ist, und der Ventilbohrer (Abb. 9), der aus einem Blechmantel mit unten angebrachtem Klappen- oder Kugelventil besteht. Diese Bohrer werden, meist an einem Seil, möglichst rasch auf und nieder bewegt, wobei das Ventil sich abwechselnd schließt und öffnet und die Erdprobe hinauf holen läßt. Um diese dabei unvermischt zu erhalten, sind Futterröhren erforderlich, die einen etwas größeren Durchmesser als die Bohrer haben müssen.

[1] Die Abbildungen 1 bis 12, sowie 14 und 15 sind dem »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, 3. Aufl., Bd. I, Abt. 3, Kap. VI, bearbeitet von Prof. L. von Willmann, entnommen.

c) Steinbohrer, welche in einfachster Form als Meißelbohrer (Abb. 10) zur Anwendung kommen und die nach jedesmaligem Anheben durch das Niederfallen das Gestein zertrümmern. Damit stets neue Stellen des Gesteins getroffen werden, wird

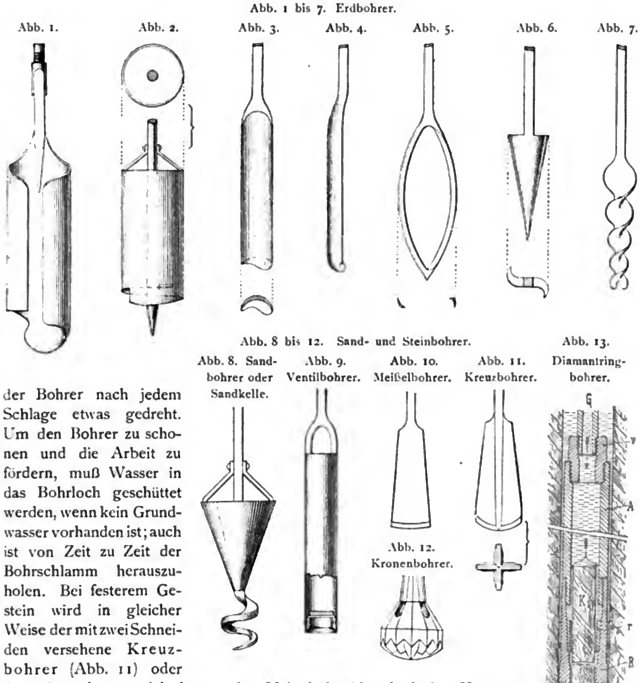


Abb. 1 bis 7. Erdbohrer.

Abb. 1. Abb. 2. Abb. 3. Abb. 4. Abb. 5. Abb. 6. Abb. 7.

Abb. 8 bis 12. Sand- und Steinbohrer.

Abb. 8. Sandbohrer oder Sandkelle. Abb. 9. Ventilbohrer. Abb. 10. Meißelbohrer. Abb. 11. Kreuzbohrer. Abb. 12. Kronenbohrer.

Abb. 13. Diamantringbohrer.

der Bohrer nach jedem Schlage etwas gedreht. Um den Bohrer zu schonen und die Arbeit zu fördern, muß Wasser in das Bohrloch geschüttet werden, wenn kein Grundwasser vorhanden ist; auch ist von Zeit zu Zeit der Bohrschlamm herauszuholen. Bei festerem Gestein wird in gleicher Weise der mit zwei Schneiden versehene Kreuzbohrer (Abb. 11) oder der mit mehreren sich kreuzenden Meißelschneiden bedachte Kronenbohrer (Abb. 12) benutzt, der auch durch Drehen allein wirkt.

Gesteinproben können hierbei nicht erhalten werden, dagegen liefert der neuerdings vielfach verwendete Diamantringbohrer (Abb. 13)[2]) auch Proben des Gesteins in seiner natürlichen Lagerung, indem der in der Mitte stehen bleibende Kern von Zeit zu Zeit herausgeholt werden kann. An die mit Bohrdiamanten besetzte Bohrkrone *R* (s. Abb. 13) schließt sich das zur Aufnahme des Bohrkernes *K* bestimmte Kernrohr *A* an, welches durch ein Ver-

[2]) Abb. 13 ist Otto Luegers »Lexikon der gesamten Technik«, Bd. VII, S. 671, entnommen.

bindungsstück v in das hohle Bohrgestänge G übergeht, durch welches das Spülwasser zugeführt wird, das zwischen dem Bohrzeug und der Bohrlochwand mit dem Bohrschlamm in die Höhe steigt[3]. Zum Festhalten der abgebrochenen Kerne K dient der federnde Ring r.

Zum Bewegen der Bohrer dient die über das Gelände hinaufreichende Bohrstange, oder bei größeren Tiefen das **Bohrgestänge**, das aus einem oder mehreren gekuppelten Mittelstücken von 3 bis 5 m Länge zusammengesetzt sein kann, deren Stärke sich nach ihrer Länge richtet, für Bodenuntersuchungen jedoch meist mit 2,5 bis 3 qcm Querschnitt ausreichend bemessen erscheint. Zur Kuppelung des Bohrgestänges wird gewöhnlich die Verbindungsweise der Abb. 14, seltener eine Verschraubung nach Abb. 15, gewählt, weil namentlich bei Drehbewegungen des Bohrers in verschiedenem Sinne die Schraubenverbindung sich leicht löst.

Abb. 14 u. 15. Kuppelungen von Bohrgestängen.

Abb. 14. Abb. 15.

Bei stoßweise wirkenden Bohrern können statt der Bohrgestänge Hanfseile zur Anwendung gelangen, deren Auf- und Niederbewegung über eine Rolle ein Gerüst nötig machen, das bei nicht zu großer erforderlicher Höhe aus einem dreibeinigen Bock bestehen kann. Bei bedeutenderen Tiefbohrungen mit maschinellem Betriebe wird die Errichtung eines Bohrturmes erforderlich.

Zum Fassen und Aufhängen der Glieder des Gestänges, während des Abnehmens oder Ansetzens derselben zur Verkürzung oder Verlängerung, werden besondere Aufhalter benutzt. Auf diese sowie auf die Fangvorrichtungen, die zum Herausholen des Bohrers bei etwaigem Bruch des Gestänges erforderlich sind, kann hier nicht näher eingegangen werden[4].

Die Ergebnisse der Bodenuntersuchung werden entweder in Tabellen, den sog. »**Bohr- oder Schürfregistern**«, zusammengetragen, oder unmittelbar in die aufgezeichneten Erdprofile eingeschrieben. Das letztere ist bei häufig wechselnden Schichten am übersichtlichsten. Häufig geschieht auch beides. Aus diesen Darstellungen und Aufzeichnungen müssen im wesentlichen: die Lage der Baustelle, die Höhen- bzw. Tiefenlage, sowie das Einfallen der Schichten, die Wasserverhältnisse, die Art der Ermittelung, die Formation des Gebirges, die vorgefundenen Bodenarten und das etwaige Vorkommen von Baumaterialien deutlich hervorgehen.

§ 3. Erd- und Bodenarten. Die bei der Bodenuntersuchung angetroffenen Erdarten lassen sich nach drei Richtungen unterscheiden:

1. wie sie sich ihren physikalischen Eigenschaften nach als Untergrund für zu errichtende Bauten eignen;
2. welche Schwierigkeiten sie bei ihrer »Gewinnung«, d. h. bei der »Lösung« und »Ladung« verursachen;
3. wie sie sich bei ihrer Verwendung zur Aufschüttung von Dämmen verhalten.

---

[3] S. Luegers »Lexikon d. gesamten Technik«, Bd. VIII, S. 671, und Tecklenburg, »Handbuch der Tiefbohrkunde«, Bd. 3. Bezüglich der für Sprengarbeiten benutzten Steinbohrer muß hier auf das »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, 3. Aufl. 1902, Bd. I, Abt. 5, Kap. IX: Mackensen, »Der Tunnelbau«, S. 66, verwiesen werden.

[4] S. »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, 4. Aufl. 1906, I. Teil, Bd. 3, Kap. I, L. von Willmann, »Grundbau«, S. 11.

Die erste Unterscheidung ist von größter Wichtigkeit für den Grundbau und kommt beim Erdbau nur bei der Aufführung hoher Dämme, also bei starker ständiger Belastung des Untergrundes, oder bei Anlage von Straßen und Eisenbahnen in bezug auf die Verkehrsbelastung in Betracht.

Die zweite und dritte Unterscheidung betrifft wesentlich den Erdbau allein, da die Kosten der Abtrag- und Auftragarbeiten davon abhängen, ob viel oder wenig Mühe und Arbeit auf die Lösung und Ladung des Bodens zu verwenden, und ob starke oder geringe Setzungen oder gar ein Auseinanderfallen der aus dem betreffenden Boden aufgeschütteten Dämme zu befürchten ist. Im Sinne der soeben dargelegten Unterscheidung sollen daher im nachstehenden die Erdarten gesondert behandelt werden.

1. **Die Erdarten als Baugrund.** Als guter Baugrund sind die meisten Arten von gewachsenem Fels, Kies, Sand, trockener Ton und Lehm anzusehen, wenn sie in genügend mächtigen Schichten sich vorfinden. Als mittlerer Baugrund gilt nasser Ton und Lehm sowie Sandboden, der mit Ton und Lehm gemischt ist. Schlechter unzuverlässiger Baugrund sind Mutterboden (Humus), Torf, Moor, Flugsand und aufgeschütteter Boden.

a) Felsboden ist, wenn er in wagerechten ausgedehnten Schichten von 3 bis 4 m Mächtigkeit angetroffen wird, als unbedingt zuverlässig in seiner Tragfähigkeit anzusehen; jedoch ist stets zu untersuchen, ob die angetroffenen Gesteinsmassen wirklich geschlossenem Felsen angehören, oder nur durch Verwitterung übriggebliebene Blöcke, oder auch durch starke Fluten und Eis herbeigeführte Geschiebe sind. Wo ferner Felsschichten hohl liegen, stark zerklüftet sind oder auf geneigten Tonschichten, die mit Wasseradern durchzogen sind, aufruhen, werden für die Gründung von Bauwerken stets besondere Maßregeln, wie entsprechende Auspackungen, Ausfüllungen bzw. Entwässerungen und Drainierungen, erforderlich.

b) Kies zeigt, wenn er als Ablagerung bei starker Wasserbewegung entstanden ist, bei einer Mächtigkeit von 3 bis 4 m ebenfalls eine genügende Tragfähigkeit, jedoch muß das zu errichtende Fundament gegen Frost sowie gegen äußere Einwirkung des Wassers geschützt werden. Namentlich bei fließendem oder Wellen schlagendem Wasser müssen Vorkehrungen gegen eine Unterspülung getroffen werden.

c) Sand. Festgelagerter, körniger Sand ist bei genügender Mächtigkeit, solange er nicht dem unmittelbaren Angriff fließenden oder emporquellenden Wassers ausgesetzt ist, ein guter Baugrund, da seine Tragfähigkeit mit der Tiefe in hohem Maße zunimmt. Er ist zwar zusammenpreßbar, aber die Zusammenpressung zeigt sich nicht wie bei Ton oder Lehm durch eine Hebung der Oberfläche neben der Last und durch seitliches Ausweichen, sondern durch festeres Aneinanderlagern der Körner in lotrechtem Sinn, und bei einem gewissen größten Druck hört die Preßbarkeit ganz auf. Daher wird unter gewissen Verhältnissen ein zur Fundierung ungeeigneter Boden durch eine entsprechende Sandschüttung verbessert (s. Kap.: Grundbau, Bd. II, § 5 unter 3).

Die leichte Beweglichkeit des Sandes bedingt aber, wo ein Wasserangriff zu befürchten ist, eine sichere Umschließung des Fundamentes, damit keine Unterspülung stattfinden kann: auch ist ein starkes Wasserschöpfen aus der Baugrube bei Sandboden unstatthaft, weil damit eine Auflockerung der Schichten bewirkt würde.

Wird das Korn des Sandes sehr fein wie bei Trieb- und Flugsand, so erfordert die leichte Beweglichkeit besondere Vorsichtsmaßregeln und mindestens eine künstliche Befestigung. Andererseits erleichtern solche Schichten aber das Versenken der Fundamente auf größere Tiefen durch Wasserspülung.

d) Ton. Solange der Ton kein freies Wasser enthält, ist er bei etwa 3 m Mächtigkeit ein guter Baugrund, der zwar anfänglich durch seine Preßbarkeit eine gewisse Senkung des Bauwerks herbeiführen wird, die aber im allgemeinen gering und, solange sie sich gleichmäßig auf alle zusammenhängenden Teile des Bauwerks erstreckt, unschädlich ist.

Durch Aufnahme von Wasser wird der Ton jedoch knetbar, er wird sehr nachgiebig gegen Druck und muß daher in einem solchen Fall eine künstliche Befestigung durch Einstampfen von Steinen, Eintreiben von Pfählen usw. erfahren. Dies kann genügen, wenn unter der Tonschicht tragfähige Schichten liegen, auf welche die Last des Bauwerks übertragen wird. Besser ist es jedoch, im Bereich des letzteren eine Entwässerung und Trockenlegung der Tonschicht vorzunehmen.

e) Lehm, Letten und die verschiedenen Mergelarten nehmen als Baugrund eine ähnliche Stellung wie der Ton ein und werden in ihrem Verhalten je nach der größeren oder geringeren Beimengung von Sand einen besseren oder schlechteren Baugrund abgeben.

f) Trümmer von Gebirgen, mit fetten Erdarten gemischt, können, wenn sie wagerecht und fest gelagert sind, ebenfalls genügende Tragfähigkeit zeigen und durch eine aufgebrachte Betonschicht zusammengehalten werden. Immerhin ist bei derartigen, durch frühere Bodenbewegungen und Rutschungen entstandenen Schichten Vorsicht geraten, namentlich wenn geneigte Lagerung vorliegt, und die Möglichkeit des Wasserzutritts, also eine Erweichung und Auflösung der die Zwischenräume ausfüllenden ton- und lehmhaltigen Erdarten, nicht ausgeschlossen ist.

g) Humus, Torf, Moor und aufgeschütteter Boden sind von vornherein als Baugrund auszuschließen und müssen entweder abgehoben, durchteuft oder durch künstliche Befestigung (s. Kap.: Grundbau, Bd. II, § 2) zur Aufnahme der Last eines Bauwerks befähigt und verbessert werden.

2. Klassenordnung der Erdarten ihrer Gewinnung nach. Für die Klassenordnung kann entweder die zur Gewinnung, d. h. zur Lösung und Ladung nötige Arbeitszeit, oder es können die dazu erforderlichen Werkzeuge zugrunde gelegt werden.

a) Berücksichtigung der Arbeitszeit. Geschieht das erstere, so wird die Erde »1«-, »2«-, ... »n«-männig genannt, je nachdem sie unmittelbar fortgeschaufelt werden kann, oder noch weitere 1, 2 . . . . $n-1$ Arbeiter zum Lösen erforderlich sind, um einen schaufelnden Arbeiter stets mit fortzuschaufelnder gelöster Erde zu versehen. Hierbei muß festgestellt werden, in welcher Zeit ein Arbeiter eine gewisse Menge der betreffenden Erdart, z. B. 1 cbm, lösen und in welcher Zeit er die von ihm gelöste Erde fortschaufeln, d. h. laden kann.

Beträgt z. B. die Zeit des Lösens 4 Stunden, die Zeit des Fortschaufelns 2 Stunden, so müßten gleichzeitig 2 Arbeiter lösen und 1 Arbeiter laden, also würde die Erdart eine »dreimännige« sein. Ganz allgemein erhält man die »Männigkeit« der Erdart als Quotienten aus der gesamten Arbeitszeit, geteilt durch die zum Fortschaufeln erforderliche Zeit, mithin im angeführten Fall:

$$\frac{4+2}{2} = 3 \text{ männig.}$$

Kann ferner ein Arbeiter von einer bestimmten Erdart, die nicht gelöst zu werden braucht, eine bestimmte Menge, z. B. 10 cbm, im Tage fortschaufeln, so beträgt der Einheitspreis für 1 cbm Erde $^1/_{10}$ des Tagelohns. Für eine zweimännige Erdart ergibt sich das Doppelte, für eine dreimännige das Dreifache, usw.

Jeder Arbeiter leistet aber nicht das gleiche, daher ist die Einteilung der Erdarten nach den zur Lösung erforderlichen Geräten zuverlässiger.

b) Berücksichtigung der erforderlichen Geräte. Man unterscheidet sieben Klassen [5]:

I. Klasse. Hierher gehören diejenigen Erdarten, die ohne gelöst zu werden sich einfach fortschaufeln lassen, wie: trockener Sand, loser Kies, Gerölle usw. Die Arbeit geschieht mit gewöhnlichen Schaufeln und Spaten (s. Abb. 16 u. 17) [6].

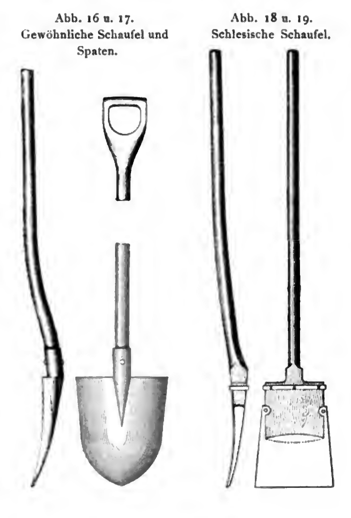


Abb. 16 u. 17. Gewöhnliche Schaufel und Spaten.

Abb. 18 u. 19. Schlesische Schaufel.

II. Klasse. Diese umfaßt alle Erdarten, die sich noch mit dem Spaten stechen lassen, woher für sie auch der Name »Stichboden« angewandt wird. Es sind: Gartenerde, Torfmoor, sandiger Ton und Klaiboden. Zur Bearbeitung bedient man sich am besten der »schlesischen Schaufel« (s. Abb. 18 u. 19), deren gebogene Form den Boden gut faßt und werfen läßt und deren keilförmiges Blatt ihn leicht ablöst.

Bisweilen kann man bei den dichteren Bodenarten dieser Klasse durch Herstellung steiler Abtragwände von 3 bis 4 m Höhe die oberen Lagen durch »Abkeilen« lösen, indem man gleichlaufend zur Vorderkante der Abtragwand, in Entfernungen von 1 bis 1,5 m mit Eisen beschlagene Keile eintreibt, die ein Abspalten und Abstürzen der Bodenmasse bewirken, was gleichzeitig eine Zerkleinerung des abgestürzten Bodenstückes herbeiführt. Jedoch ist hierbei Vorsicht für die Arbeiter erforderlich, damit nicht durch zu frühzeitiges oder zufälliges Abstürzen Unfälle vorkommen.

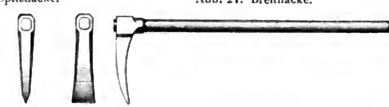


Abb. 20. Spitzhacke.

Abb. 21. Breithacke.

III. Klasse. Hierher gehören alle Erdarten, die einer besonderen Auflockerung bedürfen, bevor sie geschaufelt werden können, wie die zähen Tonarten, Mergel, mit losen Steinen durchsetzter Boden und grober Kies. Ein »Abkeilen« ist hier nur bei den Mergelarten möglich. Fester Ton muß mit der Breithacke oder Breithaue (s. Abb. 21) gelöst und mit der Schaufel verladen werden, da bei den zähen Massen nur selten eine Spaltung hervorzubringen ist. In manchen Fällen können Sprengungen mit Pulver von Nutzen sein.

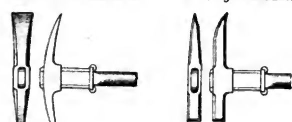
IV. Klasse. Diese bildet den Übergang zu den festen Felsen. Es sind: Trümmergesteine, verwitterte Felsen, weiche Sandsteine in dünnen Lagen und schieferartige

[5] S. »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, 4. Aufl., 1905, I. Teil, Bd. II, Kap. I, L. v. Willmann, Ausführung der Erd- und Felsarbeiten, S. 28, und »Handb. d. Bauk.«, Abt. III, Heft 4, Berlin 1892, S. 28.

[6] Die Abb. 16 bis 23, 25 bis 27, 30, 31, 33 bis 45, 56 bis 65, 67 bis 72 und 76 sind dem »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, 3. Aufl., Bd. I, Abt. 2, Kap. III, bearbeitet von Baudirektor Gustav Meyer, entnommen

Gesteine, die mit der Spitzhacke oder Einspitze (s. Abb. 20), der Kreuzhacke (s. Abb. 22), der Keilhaue (s. Abb. 23) und dem Brecheisen gelöst werden. Wenn die Spalten mit dichten Erdarten ausgefüllt sind, kann auch hier Pulversprengung mit Vorteil angewendet werden.

Abb. 22. Kreuzhacke. Abb. 23. Keilhaue.



V. Klasse. Dies sind Schichten von Sedimentgesteinen von nicht zu großer Mächtigkeit, die noch mit der Spitzhacke, dem Brecheisen und durch Unterkeilung der Lager gelöst werden können, wie es vielfach in Steinbrüchen geschieht und das »Schroten« genannt wird.

VI. Klasse. Diese umfaßt Felsen in geschlossenen, mächtigen Bänken, die mit Pulver oder Dynamit gesprengt werden müssen.

VII. Klasse. Hierher gehören die sehr festen, schwer sprengbaren Eruptivgesteine, wie Granit, Gneis, Basalt, Syenit und Porphyr.

Bei den drei letzten, zu den Felsarten gehörenden Klassen bedarf es an Geräten noch der Bohrer, Krätzer oder Raumlöffel und der Sprengmittel.

3. Die Erdarten unter Berücksichtigung ihrer Verwendung zu Dammschüttungen.

a) Allgemeine Eigenschaften. Als Eigenschaften, die eine Bodenart zur Anschüttung von Dämmen besonders geeignet erscheinen lassen, sind zu nennen: die Unauflöslichkeit bei Berührung mit Wasser, Unveränderlichkeit durch sonstige Witterungseinflüsse, geringe Auflockerung, also dichte Lagerung und Wasserdurchlässigkeit. Außerdem soll die Erdart genügende Festigkeit in angeschüttetem Zustande zeigen, leicht zu gewinnen, fortzubewegen und zu verbauen sein.

Fels bildet in zerkleinertem Zustand in den Aufträgen viele Hohlräume, die sich bei weicheren Steinarten infolge von Zerdrückungen und Verwitterungen allmählich anfüllen und daher im Verlauf längerer Zeit ein anhaltendes Setzen und Sacken des Dammes verursachen. Bei weicheren Gesteinsarten erscheint daher, namentlich nach den Böschungen zu, eine Steinpackung statt der Schüttung empfehlenswert, wenn sie auch mehr Arbeit verursacht. Ist das Gestein außerdem leicht dem Verwittern ausgesetzt, so müssen die Böschungen mit einer Schutzdecke versehen werden.

Bei festerem und witterungsbeständigem Steinmaterial tritt das Setzen der geschütteten Dämme in geringerem Maß auf, und werden an den Böschungen die größeren Steinstücke regelrecht verpackt, so kann die Böschung steiler angenommen werden, ohne daß sie abgedeckt zu werden braucht.

Sand und Kies besitzen die oben angeführten guten Eigenschaften in hohem Maße, wenn sie rein und scharfkörnig sind, so daß sie als bestes Schüttmaterial angesehen werden können. Der feine, rundkörnige Sand dagegen wird leicht vom Regenwasser fortgeschwemmt und vom Winde bewegt, so daß aus solchem Sande hergestellte Aufschüttungen sofort nach ihrer Vollendung an der Oberfläche und an den Böschungen durch geeignete Deckmaterialien gegen Wasser und Wind geschützt werden müssen.

Ton, Lehm, sowie alle fetten Bodenarten bilden durch ihre Lösbarkeit und Erweichung im Wasser ein schlechtes Schüttmaterial und bedürfen besonderer Vorsichtsmaßregeln (s. § 17), um ein starkes Setzen oder Zerfließen der Aufschüttung zu verhindern. Bereits vom Wasser aufgelöste, schlammige Massen dürfen ebensowenig wie zusammengefrorene Klumpen in Dammschüttungen gebracht werden, da erstere nie ganz

austrocknen, letztere aber nur langsam auftauen, beide daher sich immer wiederholende teilweise Senkungen verursachen.

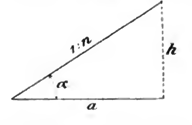
b) Auflockerung. Bei jeder Bodenart entsteht durch das Lösen eine gewisse Auflockerung, d. h. der durch Aufhauen, Abkeilen, Schroten oder Sprengen gewonnene Boden nimmt einen bedeutend größeren Raum ein, als im gewachsenen Zustande. Bei den Bodenarten der I. Klasse (s. S. 9) ist diese durch das Lösen entstehende Rauminhaltvergrößerung nur sehr gering. Bei fettem Boden, sowie bei den verschiedenen Felsarten, also bei den Bodenarten der II. bis VII. Klasse dagegen kann man eine Raumvergrößerung bis zu 20 und sogar bis zu 30 % beobachten. Die Beachtung dieser Tatsache ist für den Unternehmer von Erdarbeiten von größter Wichtigkeit, da er seinen Preis für die Abführung des gelösten Bodens nicht nach dem Rauminhalt des zu lösenden gewachsenen Bodens, sondern nach demjenigen des gelockerten gelösten Bodens stellen muß, um keine Einbuße am Fuhrlohn zu haben. Liegen keine Erfahrungen über die Auflockerung eines bestimmten Bodens vor, so ist daher die Anstellung entsprechender Versuche anzuraten.

Bei der Anschüttung verdichtet sich durch den Druck der oberen Schichten, unter Umständen durch vorgeschriebenes Stampfen der angeschütteten Schichten, der gelockerte Boden wieder, aber nur zum Teil. Die bleibende Raumvergrößerung wird aus einer Reihe von Beobachtungen bei Ausführungen größerer Erdarbeiten nach Vollendung der Anschüttungen von HENZ[7]) wie folgt angegeben:

bei Sandboden zu 1 bis $1\frac{1}{2}$ %,
» Lehm und leichteren Erdarten zu 3 %,
» Keuper und Mergelarten 4 bis 5 %,
» festem Ton . . . . . . 6 » 7 %,
» Felsen . . . . 8 » 12 %.

c) Verhalten der Erdarbeiten an Böschungen. Unter der Bezeichnung »Böschung« versteht man ganz allgemein die trigonometrische Kotangente des Neigungswinkels einer zur wagerechten Ebene geneigten Fläche, also nach Abb. 24 $\operatorname{cotg} \alpha = \frac{a}{h}$. Wird $a : h = n : 1$, so ist mit n unmittelbar das Neigungsverhältnis gegeben, und man spricht von einer »1maligen« (»1füßigen«), »$1\frac{1}{2}$maligen«, »2maligen« usw. Böschung, je nachdem $\operatorname{cotg} \alpha = n = 1 = 1{,}5 = 2$ ist. Vielfach wird das Böschungsverhältnis auch als trigonometrische Tangente: $\operatorname{tg} \alpha = \frac{1}{n}$ ausgedrückt und wie in Abb. 24 an die Böschungslinie des Profils mit $1 : n$ angeschrieben.

Abb. 24. Böschungswinkel.



Jeder Erdart entspricht nun ein bestimmter »natürlicher Böschungswinkel« (auch Ruhewinkel, Reibungswinkel, Kohäsionswinkel genannt), unter welchem sie frei aufgeschüttet, bzw. angeschnitten, ohne abzurutschen, vermöge ihrer Kohäsion in Ruhe bleibt.

Für eine zu Dammschüttungen zu verwendende Erdart läßt sich durch Probeschüttungen dieser natürliche Böschungswinkel leicht bestimmen. Gibt man dann den Böschungen des Dammes eine geringere Neigung, so ist man sicher, daß keine Abrutschungen erfolgen, wenn nicht Einflüsse anderer Art (Aufweichungen und Abschwemmungen durch Wassereinwirkungen) solche herbeiführen.

Bei Herstellung von Einschnittböschungen ist es dagegen schwierig, die zulässige, der Erdart entsprechende Neigung durch Versuche zu bestimmen, da in den meisten

[7]) HENZ, »Prakt. Anleitung zum Erdbau«, 3. Aufl., Berlin 1874, bearbeitet von STRECKERT, S. 62.

Fällen, namentlich bei fetten Bodenarten, frisch abgestochene Böschungsflächen sich bedeutend steiler halten, als wenn sie längere Zeit den Witterungsverhältnissen überlassen bleiben. Im allgemeinen können, wenn der Boden nicht mit wasserführenden Schichten durchzogen ist, bei ein und derselben Erdart in Einschnitten die Böschungen steiler als bei Aufschüttungen gehalten werden; meist wird jedoch in erdigem Boden das Böschungsverhältnis für Einschnitte und Dämme gleich angenommen, und nur bei Felsboden wird im Abtrag eine steilere Böschung gewählt.

Da die Standfähigkeit ein und derselben Erdart wesentlich von örtlichen Verhältnissen, von ihrer Zusammensetzung und von ihrem Feuchtigkeitsgehalt abhängt, so lassen sich für die Wahl der Böschungen allgemeine Regeln nicht geben. Als Anhaltspunkte können nach Henz[8]) gelten:

für Gartenerde, Torf und ähnliche Bodenarten 2fach;
für Lehm und Sand $1\frac{1}{2}$- bis 2fach;
für Ton, Kies und Gerölle $1\frac{1}{4}$- bis 2fach;
für weiches Tagegestein und Mergel 1fach;
für festes Gestein im Auftrage $\frac{3}{4}$- bis $1\frac{1}{4}$fach;
für festes Gestein im Abtrage $\frac{1}{3}$- bis $\frac{1}{8}$fach.

§ 4. Bodengewinnung. Arbeitsaufwand und Preisermittelung. Die Lösung der verschiedenen Erdarten (s. § 3, S. 8) und ihre für die Beförderung zur Ablade- bzw. Verwendungsstelle fertige Verladung bezeichnet man mit dem Ausdruck: »Bodengewinnung«, die durch Hand- oder Maschinenbetrieb erfolgen kann.

1. Bodengewinnung durch Handarbeit. Wie die einzelnen Bodenarten durch Handarbeit gelöst werden und welche Geräte hierzu Verwendung finden, ist kurz im § 3 S. 9 besprochen worden. Auf die bei den Bodenklassen III bis VII anzuwendende Sprengarbeit durch Pulver, Dynamit und andere Nitroglyzerinerzeugnisse kann hier aus Raummangel nicht näher eingegangen werden[9]). Allgemein mag nur erwähnt sein, daß beim Erdbau in der Regel mit Handbohrern, in besonderen Fällen mit Bohrmaschinen in das zu sprengende Gestein Löcher gebohrt werden, die so anzuordnen sind, daß je nach der späteren Verwendung des Abraumes das Gestein in kleinere oder größere Stücke zersprengt wird. Diese Bohrlöcher, die entsprechend tief zu bohren sind, werden dann »geladen«, d. h. zum Teil mit einem explodierenden Stoff oder mit einer fertigen Sprengpatrone gefüllt, dann »verdämmt« oder »besetzt«, d. h. mit einem entsprechenden Pfropfen geschlossen, der im obersten Teil meist aus Lehm besteht, worauf der im Bohrloch befindliche Sprengstoff mit Hilfe einer vorher eingeführten Zündschnur oder auf elektrischem Wege entzündet oder zur »Detonation« gebracht wird. Für jede Sprengarbeit sind bestimmte Vorsichtsmaßregeln vorgeschrieben, die streng zu beachten sind, da sonst leicht Unglücksfälle vorkommen können.

Die Ermittelung der Preise für die Bodengewinnung, d. h. für das Lösen der verschiedenen Bodenklassen, einschließlich des Fortschaufelns, bzw. des Beladens der Schiebkarren, kann aus der hierfür erfahrungsmäßig anzuwendenden Arbeitszeit und dem landesüblichen Lohnsatz vorgenommen werden. Zur Gewinnung von 1 cbm Boden können angesetzt werden[10]):

[8]) Henz a. a. O. S. 25.

[9]) Ausführliches findet sich in Mackensen, Tunnelbau »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, Bd. I, 3. Aufl., Abt. 5, Kap. IX, S. 14—127.

[10]) Vgl. L. v. Willmann, Ausführung der Erd- und Felsarbeiten. »Handb. d. Ing.-Wissensch.« 4. Aufl. 1905. I. Teil, Bd. II, Kap. 1, S. 34.

für die I. Kl. (loser Sand, Dammerde usw.) 0,5—0,9 Arbeitsstunden;
für die II. Kl. (leichter Lehm, Kies, Torfmoor usw.) 0,9—1,5 Arbeitsst.;
für die III. Kl. (schwerer Lehm und Ton, Mergel usw.) 1,5—2,3 Arbeitsst.;
für die IV. Kl. (Trümmergest., Gerölle usw.) 2,3—3,3 Arbeitsst.;
für die V. Kl. (Felsen, noch mit Spitzhacke und Brecheisen zu lösen) 3,3—4,5 Arbeitsstunden;
für die VI. Kl. (Felsen in geschlossenen Bänken) 4,5—6 Arbeitsst.;
für die VII. Kl. (sehr fester, schwer schießbarer Felsen) 6—10 Arbeitsst.

Wird bei 10stündiger Arbeitszeit der Tagelohn zu 2,5 Mark, d. h. die Stunde zu 25 Pf. angenommen, so kostet somit:

1 cbm Boden	I. Kl.	0,5 . 25	bis	0,9 . 25	=	12,5	bis	22,5	Pf.
1 » »	II. »	0,9 . 25	»	1,5 . 25	=	22,5	»	37,5	»
1 » »	III. »	1,5 . 25	»	2,3 . 25	=	37,5	»	57,5	»
1 » »	IV. »	2,3 . 25	»	3,3 . 25	=	57,5	»	82,5	»
1 » »	V. »	3,3 . 25	»	4,5 . 25	=	82,5	»	112,5	»
1 » »	VI. »	4,5 . 25	»	6,0 . 25	=	112,5	»	150,0	»
1 » »	VII. »	6,0 . 25	»	10,0 . 25	=	150,0	»	250,0	»

Hierzu kommt noch die Abnutzung der, bis auf die von den Arbeitern selbst zu stellenden Spaten und Schaufeln, vom Arbeitgeber zu liefernden Geräte, sowie der Verbrauch an Sprengmitteln. Bei schwerem Boden sind den Arbeitern zu liefern: Hacken, Brecheisen, Keile, Schlägel und Hämmer. Als Abnutzungskosten können für das cbm etwa 5 bis 10 Pf. angesetzt werden.

Für Bohrgeräte einschließlich der Unterhaltung können 10 bis 15 Pf., bei festem Felsen 15 bis 20 Pf. für das cbm gerechnet werden. Für die Sprengmittel sind je nach der Festigkeit des Gesteins 24 bis 37 Pf. für das cbm anzusetzen.

Bei sehr hartem Gestein müssen oft die abgeschossenen Massen noch zerkleinert und ladefähig gemacht werden, wofür noch weitere 10 bis 15 Pf. für das cbm in Ansatz zu bringen sind.

Berücksichtigt man diese Zuschläge, so stellt sich, unter Annahme eines Lohnsatzes von 25 Pf. für die Arbeitsstunde, der Preis für 1 cbm zu gewinnenden Bodens unter Hinzurechnung eines mäßigen Unternehmergewinns:

für die I. Kl.	auf rund	15	bis	25	Pf.
für die II. »	» »	30	»	45	»
für die III. »	» »	45	»	65	»
für die IV. »	» »	70	»	95	»
für die V. »	» »	100	»	130	»
für die VI. »	» »	150	»	200	»
für die VII. »	»	200	»	320	»

Umgekehrt kann mittels der Durchschnittsleistung eines Arbeiters auch die Tagesleistung berechnet werden, namentlich wenn es darauf ankommt, zu ermitteln, in welcher Zeit eine Einschnittarbeit ausgeführt werden kann. Wird z. B. zur Gewinnung von 1 cbm der I. Bodenklasse die Zeit von 0,7 Stunden gebraucht, so kann derselbe Arbeiter in 1 Stunde $\frac{10}{7} = 1{,}43$ cbm gewinnen, also in einem Tage bei 10 Arbeitsstunden 14,3 cbm, und das cbm kostet bei einem Lohnsatz von 25 Pf. für die Stunde 17,5 Pf., usw.

Solche Zahlen und Ansätze können jedoch stets nur als Näherungswerte angesehen werden, da verschiedene Zufälligkeiten, wie schlechtes Wetter und Frost, infolgedessen größerer Feuchtigkeitsgehalt, bzw. stärkerer Zusammenhalt des Materials oder geringere

Leistungsfähigkeit der Arbeiter usw., ungünstig einzuwirken vermögen und unter Umständen dem Unternehmer Schaden bringen können.

2. **Bodengewinnung durch Maschinen.** Für ausgedehnte Einschnittarbeiten bei Kanälen und Eisenbahnbauten sind in neuerer Zeit für gleichmäßigen, nicht zu festen Boden vielfach Grabmaschinen (Trockenbagger oder Exkavatoren) zur Bodengewinnung benutzt worden, deren Verwendung beim Eisenbahnbau jedoch infolge ihrer hohen Anschaffungskosten nur für Behörden, Gesellschaften und vielbeschäftigte Unternehmer in Frage kommt, da nur diese sie durch wiederholte Verwendung genügend ausnutzen können. Ihrer Konstruktion nach kann man unterscheiden:

a) solche, die dem Pfluge nachgebildet sind (selbstladende Karren, Schraper);

b) solche, die einer durch Maschinenkraft bewegten Schaufel entsprechen (Löffelbagger);

c) solche, die in ihrer Anordnung und Wirkungsweise die Flußbagger nachahmen (Eimerkettenbagger).

a) Der Pflug selbst ist schon im 17. Jahrhundert und wohl noch früher zu Erdarbeiten, namentlich zum Auswerfen von Gräben benutzt worden[11]. Als solcher bewirkte er aber nur die Lösung der Erdoberfläche bis auf eine gewisse Tiefe. Durch entsprechende Umformung und Verbindung mit einem Karren oder Wagen wurde der Pflug jedoch zu einer Grabmaschine, die den Boden nicht allein löst und ladet, sondern ihn auch fortbewegt und als sog. »Schraper«[12] (Schleppschraper, Radschraper, Wagenschraper) in neuerer Zeit namentlich in Amerika vielfach zur Verwendung gekommen ist.

Auch dem Fowlerschen Dampfpfluge sind die neueren Grabmaschinen dieser Art nachgebildet worden, indem man sie durch Göpel oder durch einen feststehenden Motor mittels einer Seiltransmission über das Arbeitsfeld bewegte[13]. Dabei lösen die an der Vorderseite des Wagens befindlichen Pflugscharen den Erdboden, während auf der entgegengesetzten Wagenseite das von den Scharen gelöste Erdreich auf ein in der Längsrichtung des Wagens bewegtes endloses Tuchband geschoben und durch dieses einem zweiten, quer zum Wagen angeordneten zugeführt wird. An dem Ende dieses letzteren, etwas ansteigenden Tuches angelangt, stürzt das Erdreich entweder zur weiteren Beförderung in untergestellte Karren, oder es fällt nieder, um an Ort und Stelle zur Dammbildung benutzt zu werden.

b) Die Löffel-, Stiel- oder Schaufelgräber haben sich aus den von OTTIS in Philadelphia in den 30er Jahren des 19. Jahrhunderts gebauten ersten Grabmaschinen dieser Art ausgebildet und werden jetzt in der in Abb. 25 und 26 dargestellten, von RUSTON, PROCTOR & CIE. in Lincoln (England) stammenden Bauart namentlich in engen Einschnitten von bedeutender und wechselnder Tiefe, also besonders in hügeligem Gelände und bei ungleicher Bodenart, verwendet. Die größtmögliche Anschnitthöhe beträgt etwa 6 m, gewöhnlich jedoch wegen der Gefahr des Abrutschens nicht über 4,5 m.

Wie die Abb. 25 und 26 zeigen, besteht der Löffelgräber im wesentlichen aus einem drehbar auf einem Wagen angebrachten Drehkran, an welchem der mittels Flaschenzügen zu bewegende Löffel- oder Schaufelstiel in einem Lager hängt. Der Wagen läuft auf Schienen, kann also vor- und zurückgeschoben und durch seitlich angebrachte Schrauben in der zum Graben erforderlichen Stellung an den Schienen

[11]) S. HOTTENROTH, »Zur Gesch. der Grabmaschinen usw.« Z. f. Bauk. 1882, S. 506.

[12]) S. L. v. WILLMANN, Ausführung der Erd- und Felsarbeiten, »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, 4. Aufl. 1905, I. Teil, Bd. II, Kap. I, S. 114.

[13]) Vgl. den vom Verf. geschriebenen Artikel »Grabmaschinen« in LUEGER, »Lexikon d. ges. Technik«, 1. Aufl., Bd. IV, S. 748; daselbst auch die einschlägige Literatur.

festgestellt werden. Wird mittels der, von einer auf dem Wagen befindlichen Dampfmaschine angezogenen Krankette der Stiel um seinen Drehpunkt hinaufgedreht, so schürft das Baggergefäß, d. h. der Eimer, die Erde, füllt sich mit dieser und wird nach Erreichung des höchsten Punktes mit dem Kran seitwärts geschwenkt, bis er über dem zur Abfuhr dienenden Karren hängt. Dann wird eine Bodenklappe geöffnet, und das Baggergut fällt in die Karre.

Abb. 25 u. 26. Löffelgräber von Ruston, Proctor & Cie. M. 0,007.

Abb. 25. Seitenansicht.

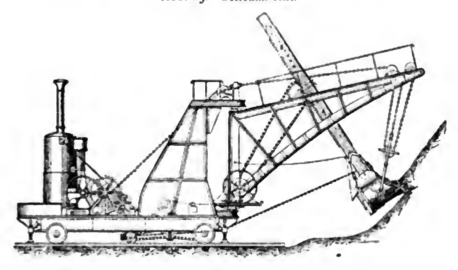


Abb. 26. Grundriß.

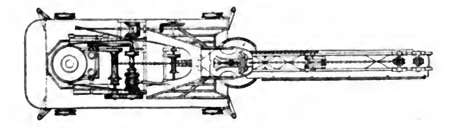
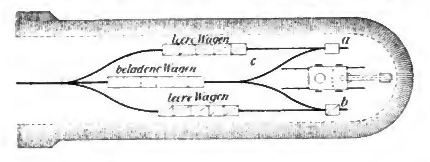


Abb. 27. Anordnung der Ladegleise bei Verwendung eines Löffelgräbers.



In der Regel wird bei Eisenbahneinschnitten »vor Kopf« gearbeitet, d. h. in der Richtung der Bahnlinie, so daß beim Vorschreiten der Abgrabung die Grabmaschine stets auf neu zu legender Gleisverlängerung vorgeschoben wird und in der Mitte des Einschnittes steht. Auf zwei rechts und links vom Mittelgleis befindlichen, mit diesem durch kurze Weichen verbundenen Nebengleisen können die leeren Wagen stehen und abwechselnd rechts und links beladen werden, so daß (s. Abb. 27), während der eben gefüllte Wagen a auf das Mittelgleis zu den beladenen Wagen geschoben, und der auf der rechten Seite stehende Wagen b von der Grabmaschine beladen wird, links der

leere Wagen c an die Stelle des Wagens a geschoben werden kann, um nach Beladung des Wagens b an die Reihe zu kommen, und so fort. Dadurch erleidet die Grabarbeit keine Unterbrechung, und die Leistungsfähigkeit der Grabmaschine wird etwas erhöht. Immerhin ist dieselbe keine bedeutende, da nur mit einem Baggergefäß gearbeitet wird, und dieses stets wieder leer zur Arbeitsstelle zurückgeführt werden muß. Infolgedessen ist die Beanspruchung der Betriebsmaschine eine sehr ungleichartige und unstetige [14].

c) Die Eimerkettengräber übertreffen in letzterer Beziehung wesentlich die Löffelgräber, erfordern aber gleichmäßige Zusammensetzung des Bodens und eignen sich hauptsächlich für ebenes Gelände, wo die Anlage der Fördergleise am Einschnittrande oder auf der Einschnittsohle keine Schwierigkeiten macht.

Abb. 28. Eimerkettengräber.
Abb. 28b. Abb. 28a.

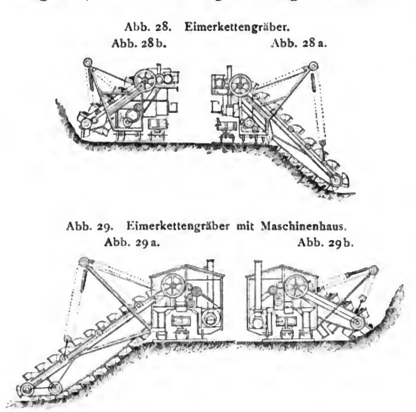


Abb. 29. Eimerkettengräber mit Maschinenhaus.
Abb. 29a. Abb. 29b.

Die ersten Eimerketten-Grabmaschinen wurden von COUVREUX um 1860 gebaut und dann am Suezkanal 1863/66 und bei der Donauregulierung 1869/73 benutzt. Bezüglich der Grabvorrichtung, die ebenfalls von einem auf Schienen laufenden Wagen aus bewegt wird, sind diese Maschinen den Flußbaggern nachgebildet. Um eine mittels eines Auslegers (s. Abb. 28—32) verstellbare sog. »Leiter« bewegen sich über Rollen doppelte Gelenkketten ohne Ende, an denen in gleichmäßigen Abständen die zur Aufnahme des von ihnen geschürften Bodens bestimmten Kasten oder »Eimer« angebracht sind. Läßt man die Eimerleiter so weit hinab, daß die Eimer den Boden fassen können, so füllen sie sich mit diesem und schütten, am obersten Punkt angelangt, die Erde entweder mit Hilfe von Schüttrinnen oder unmittelbar in die Förderwagen.

In der Regel wird vom Einschnittrande aus von oben nach unten gegraben (s. Abb. 28a und 29a) [15], wobei die sich füllenden Eimer an der Unterseite der Leiter hängen, und die den geförderten Boden aufnehmenden Wagen in langen Reihen neben oder unter der Maschine in einer Durchfahrt des Maschinengerüstes auf Parallelgleisen stehen. Der Eimerkettengräber selbst bewegt sich selbsttätig langsam auf seinen Schienen an oder über dem Wagenzuge hin, wobei ein Wagen nach dem andern gefüllt wird. Um ein Verschütten der Erde zwischen den Wagen zu verhindern, können Schüttrinnen mit Klappen angebracht werden, die eine plötzliche Überleitung der abstürzenden Erde von einem Wagen zum andern ermöglichen. Die Gleise, auf

[14]) Vgl. »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, 4. Aufl. 1905, I. Teil, Bd. II, Kap. I, L. v. WILLMANN, Ausführung der Erd- und Felsarbeiten, S. 40, wo auch die mittlere Tagesleistung zu 250 bis 382 cbm angegeben ist.

[15]) Die Abb. 28, 29 und 32 sind dem vom Verf. geschriebenen Artikel »Grabmaschinen« in OTTO LUEGERS »Lexikon der gesamten Technik«, 2. Aufl., Bd. IV, S. 749 entnommen.

denen die Grabmaschine und die Erdwagen sich am Einschnittrande bewegen, müssen von Zeit zu Zeit, um den grabenden Eimern stets neue Angriffspunkte zu bieten und den Einschnitt auf die erforderliche Breite zu bringen, seitlich verschoben werden. Dieses Verrücken der Gleise, das ziemlich viel Arbeit und Kosten verursacht, geschieht, um möglichst an Zeit zu sparen, streckenweise auf eine drei- bis fünffache Länge des Förderwagenzuges, während die Grabmaschine auf einer benachbarten Strecke arbeitet.

Bei den neueren Eimerkettengräbern von VASSET, VERING und VOLLHERING & BERNHARDT (Lübecker Maschinenbaugesellschaft) wird statt der frei durchhängenden Eimerkette (s. Abb. 28 und 29), wie die Flußbagger sie stets besitzen, eine zwangläufig geführte verwendet, die sich in bestimmt gegebenen Linien bewegen muß (s. Abb. 30 und 31). Es kann hier bei geradliniger Kettenführung die Böschung gleich in dem erforderlichen Neigungsverhältnis hergestellt werden.

Abb. 30. Eimerkettengräber mit zwangläufig geführter Kette. M. 1 : 400.

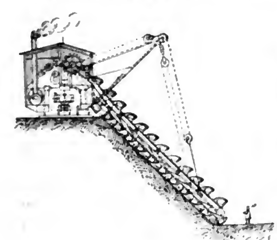
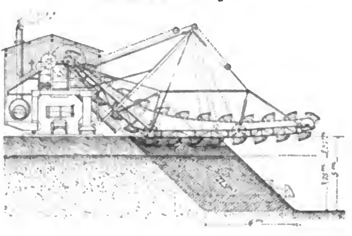


Abb. 31. Eimerkettengräber mit zum Teil wagerechter Eimerleiter. M. 1 : 300.



Wird statt der geraden, aus einem Stück bestehenden Eimerleiter eine zwei- oder dreiteilige verwendet, deren Teile gelenkig miteinander verbunden sind und an einem Gelenkfachwerk so aufgehängt werden, daß man durch Einsetzen oder Entfernen einzelner Fachwerkstäbe die Leiter zu knicken vermag, so kann der untere, mehr oder weniger lange, Teil der Kette wagerecht eingestellt werden, während der obere Teil wie sonst ansteigt, bzw. durchhängt (s. Abb. 31). Dadurch ist es möglich, mittels des wagerechten Kettenteils in erreichbarer Tiefe auf gewisse Strecken wagerechte Schichten abzugraben und Baugruben oder Kanal- und sonstige Einschnittprofile ohne Nacharbeit mit einer vollständig wagerechten Sohle herzustellen. Hierbei wird auch das seitliche Vorrücken des Maschinen- und Fördergleises unnötig oder auf ein geringeres Maß vermindert.

Ist ein über 10 m tiefer Einschnitt herzustellen, für den die Eimerleiter zu lang ausfallen würde, so muß stufen- oder geschoßweise vorgegangen werden, so daß die das nächsttiefere Geschoß aushebende Grabmaschine nebst den die Erde befördernden Wagen auf einer zunächst stehen bleibenden Berme sich bewegt. Die die Berme bildende Erdbank muß dann schließlich von Hand oder durch eine von unten nach oben arbeitende Maschine (s. Abb. 28b, 29b u. 32, S. 18) abgegraben werden.

Zu diesem Zweck sind von der Lübecker Maschinenbaugesellschaft die Eimerkettengräber mit auswechselbaren Eimerketten und Leitern ausgerüstet worden, so daß dieselbe Maschine sowohl von oben nach unten, wie seither stets angenommen, als auch

nach Umstellung der Leiter von unten nach oben arbeiten kann, wobei sich die gefüllten Eimer auf der Oberseite der Leiter in umgekehrter Stellung gegen vorher bewegen (s. Abb. 28b, 29b und 32).

Wird hierbei der Eimerkettengräber drehbar eingerichtet, so kann die von unten nach oben arbeitende Maschine, ganz ähnlich wie der Löffelgräber, auch »vor Kopf« in einem schmalen Einschnitt mit wechselnder Tiefe benutzt werden, wobei entweder der ganze Wagen auf eine Drehscheibe gestellt, oder die Eimerkette selbst mit ihrer Leiter in wagerechtem Sinne drehbar angeordnet wird.

Abb. 32. Von unten nach oben arbeitender Eimerkettengräber.

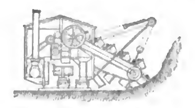
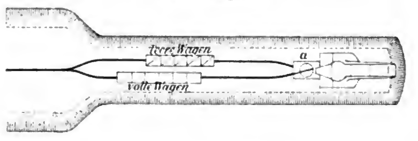


Abb. 33. Anordnung der Ladegleise bei Verwendung eines Eimerkettengräbers.



Die Erdwagen erhalten dann die in Abb. 33 angegebene Stellung, so daß zwei Gleise für volle bzw. leere Wagen auf eine Drehscheibe *a* auslaufen, auf welcher je ein Erdwagen zur Beladung an die Grabmaschine gekuppelt wird. Oder man kann die geförderte Erde mittels eines Förderbandes zu einem mit Klappen versehenen Schüttkasten leiten, der durch abwechselnde Stellung der Klappen den rechts und links stehenden Wagen die Erde zuführt.

Für die von ihr gebauten drei Grundformen solcher Eimerkettengräber gibt die obengenannte Gesellschaft folgende die Leistungsfähigkeit, den Kohlenverbrauch usw. betreffenden Zahlen an [16]):

	I	II	III
Eimerfassungsraum in cbm	0,23	0,18	0,07
Mögliche Tiefe des Einschnitts in m	6	4	3
Leistungsfähigkeit in 10 St. in cbm in leichtem Boden	2400	1800	900
Leistungsfähigkeit in 10 St. in cbm in schwerem Boden	1500	800	450
Kohlenverbrauch in kg.	700	500	300
Maschinenkraft in Pferdekräften	45	30	15
Mittlere Leistung für die stündl. Pferdekraft in cbm . .	4,5	4,5	4,5
Gewicht der Maschinen in t	53	40	26

Ist das ausgehobene Baggergut quer zur Längsrichtung des Einschnitts fortzubewegen, wie dies z. B. bei Kanalbauten für die Anschüttung eines parallel laufenden Dammes vorkommt, so werden Fördergerüste (Transporteure) benutzt, die entweder, auf einem besonderen Gleis laufend, mit dem Eimerkettengräber zusammengekuppelt sind, oder bei geringeren Förderweiten als Ausleger am Wagen der Grabmaschine befestigt werden. Auf ihnen bewegt sich ein Förderband ohne Ende, gewöhnlich aus Gummi mit Leinen oder Baumwolleneinlage, über Rollen, auf welchem die von der Eimerkette geförderte Erde bis zur letzten Spannrolle befördert und dann abgestürzt wird.

---

[16]) Vgl. Barkhausen, »Erdarbeiten«, Handb. f. Bauk., Berlin 1892, Abt. 3. Heft 4. S. 43.

Für Arbeiten geringeren Umfangs, bei denen namentlich der Boden weich und schlammig ist, oder zum Teil unter Wasser entfernt werden muß, können auch Greifbagger benutzt werden, die sonst nur im Wasserbau Verwendung finden und aus einem in der Mitte aufklappenden, halbzylindrischen Baggergefäß bestehen, das mit Hilfe eines Kranes in geöffnetem Zustand in den Boden niedergelassen und durch Anziehen einer Kette in dieser Lage geschlossen wird, wobei es sich mit dem Bodenmaterial füllt, um dann hinaufgezogen und über einem Wagen oder Kahn entleert zu werden.

§ 5. Übersicht der Bodenbeförderungsarten. Mit Ausnahme der in § 4 S. 14 erwähnten Fälle, in denen bei Anwendung von Maschinen zur Bodengewinnung der gewonnene Boden gleichzeitig an den Ort seiner Bestimmung befördert wird, tritt nach Gewinnung des Bodens stets die Notwendigkeit seiner Beförderung ein. Diese kann je nach dem Umfange der zu leistenden Erdarbeiten, sowie je nach der Entfernung der Ablade- oder Verwendungsstelle für den gewonnenen Boden in sehr verschiedener Weise erfolgen. Man unterscheidet:

1. **Das Werfen** mit der Wurfschaufel, das überall da in Betracht kommt, wo kleine Massen auf geringe Weiten und Höhen zu fördern sind, also in schmalen Baugruben bis zu 4 m Tiefe, bei Grabenaushebungen und namentlich bei Ausgleichungsarbeiten innerhalb desselben Profils. Als Anhaltspunkt kann dienen, daß ein Arbeiter etwa 10 cbm im Tag 2,5 bis 3 m weit und 1,5 bis 2 m hoch schaufeln kann.

2. **Das Tragen.** Dieses ist wohl die ursprünglichste Beförderungsweise, die im Orient auch heute noch üblich ist. Dort werden sogar die Tragkörbe und Tragbahren von den Arbeitern den Schiebkarren vorgezogen. Jedenfalls erscheint die Beförderung durch Tragen unwirtschaftlich, wenn die Strecken groß und die Tagelöhne verhältnismäßig hoch sind.

3. **Die Beförderung in Kähnen,** die naturgemäß nur da angewendet werden kann, wo ein Wasserweg zur Verfügung steht, und größere Erdmassen auf größere Entfernungen zu befördern sind, wie bei Dock-, Hafen- und Kanalbauten namentlich zu Schüttungen im offenen Wasser. So wurden z. B. beim Bau des Kaiser-Wilhelm-Kanals für die Dammschüttungen im Flemhuder See Kähne benutzt, die das aus den Einschnitten gewonnene Baggergut über die anzuschüttenden Stellen brachten und dort durch Öffnen der Bodenklappen entleert wurden.

Bei Eisenbahnbauten und bei der Anschüttung von Landdämmen ist bei Anwendung von Kähnen in der Regel noch eine Beförderung der Erde von der Gewinnungsstelle zum Kahn und, nach vollendeter Beförderung zu Wasser, vom Kahn an den Verwendungsort erforderlich. Diese zusammengesetzte Beförderungsart macht die Erdbeförderung in Schiffen für die genannten Zwecke teuer und zeitraubend und eignet sich daher nur für Ausnahmefälle.

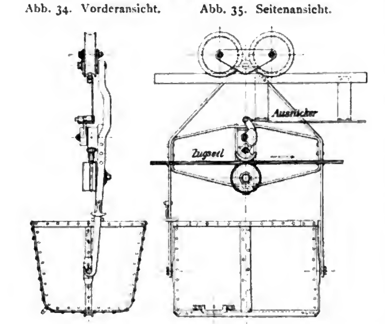
4. **Die Beförderung auf Bändern ohne Ende und in Schüttrinnen.** Erstere werden unter besonderen Verhältnissen, namentlich bei Arbeiten mit Eimerkettengräbern (s. S. 18) benutzt, letztere kommen fast nur bei Arbeiten mit Naßbaggern vor, da in den entsprechend geneigt angeordneten Schüttrinnen die Erde mit Wasser vermischt sein muß, um ablaufen zu können.

5. **Die Beförderung durch Drahtseilbahnen.** Diese Beförderung kommt hauptsächlich dort in Frage, wo das zwischen dem Gewinnungs- und Verwendungsorte liegende Gelände nicht zur Herstellung von Beförderungsbahnen anderer Art geeignet, oder aus sonstigen Gründen für solche nicht zu verwenden ist, z. B. wenn die Beförderung über Verkehrswege, Flüsse oder Täler von nicht zu großer Breite zu erfolgen hat.

Zur Herstellung der Drahtseilbahnen werden über bockartige, etwa 2,5 m voneinander entfernte Stützen, in entsprechender Höhe über dem Erdboden, an den Endpunkten verankerte, oder an kräftigen Gerüsten befestigte Drahtseile ausgespannt, auf denen mittels Rollen, an welchen sie aufgehängt sind, eimerartige Fördergefäße laufen (s. Abb. 34 u. 35), die durch Zugseile von feststehenden Dampfmaschinen aus oder in sonst geeigneter Weise fortbewegt werden. Statt der Drahtseile sind auch zusammengeschweißte Rundeisenstangen von 26 und 30 mm Durchmesser und sogar Schienen verwendet worden [17]. Das Eigenartige dieser Förderbahnen besteht darin, daß die Fördergefäße als Hänge- oder Schwebewagen von allen Verkehrshindernissen unabhängig, in entsprechender Höhenlage über solche hinweggeführt werden.

Abb. 34 u. 35. Fördergefäß der Drahtseilbahn für den Bahnbau bei Hameln.

Abb. 34. Vorderansicht. Abb. 35. Seitenansicht.



6. Bremsberge. Liegt der Ort der Bodengewinnung sehr hoch, so daß die Anlage anderer Förderbahnen, des starken Gefälles wegen (über 1 : 30 oder $3\frac{1}{3}$%), ohne große Umwege unmöglich wird, so stellt man sog. Bremsberge, d. h. mit zwei Gleisen versehene schiefe Ebenen her, an deren oberem Ende sich eine oder mehrere Scheiben befinden, um welche, in eine Nute sich schmiegend, ein entsprechend starkes Draht- oder Hanfseil geschlungen ist. An den beiden Enden dieses Seiles ist je ein Wagen befestigt, der auf dem ihm zukommenden Gleis läuft. Das Seil muß so lang sein, daß, wenn der eine zu beladende Wagen sich oben befindet, der andere zu entladende Wagen am unteren Ende der schiefen Ebene angelangt ist. Der oben beladene Wagen zieht dann durch sein größeres Gewicht den entladenen leeren Wagen hinauf, wobei eine an der Scheibe angebrachte Bremse die Geschwindigkeit des voll hinabfahrenden Wagens regelt.

Sollen auf einer solchen schiefen Ebene umgekehrt Erdmassen hinaufbefördert werden, etwa um aus einem tiefen Bahneinschnitt die Abtragmassen zur Seite auszusetzen, oder aus einer tiefer gelegenen Entnahmestelle (Seitenentnahme s. § 11) Boden für hochgelegene Dammschüttungen zu gewinnen, so wird die Anwendung einer Kraftmaschine notwendig, welche die vollen Wagen hinaufzuziehen imstande ist, da die gleichzeitig leer hinabgehenden nur einen Teil des zu hebenden Gewichtes ausgleichen [18].

7. Die Beförderung in Schiebkarren, Kippkarren und in Rollwagen auf Schienengleisen. Während die seither besprochenen Beförderungsarten nur in außergewöhnlichen Fällen unter bestimmten Verhältnissen zur Anwendung kommen können, haben die Bodenbeförderungsarten mittels Schieb- und Kippkarren, sowie in Rollwagen auf Schienengleisen das Gemeinsame, daß sie unter gewöhnlichen Verhältnissen in den meisten Kultur-

[17]) Beispiele sind behandelt in L. v. WILLMANN, »Ausführung der Erd- und Felsarbeiten«, »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, 4. Aufl. 1905, I. Teil, Bd. 2, Kap. I, S. 110.

[18]) S. daselbst S. 108.

ländern bei umfangreichen Erdarbeiten vorzugsweise zur Anwendung gekommen sind und auch heutzutage noch in erster Linie in Frage kommen.

Wenn dabei auch die früher durch Menschen und Pferde geleistete Arbeit, besonders seit Einführung der leicht verlegbaren Feld- und Arbeitsbahngleise, durch den immer mehr sich Geltung verschaffenden Maschinenbetrieb zurückgedrängt wurde, so bestehen immer noch gewisse Grenzen, bis zu denen der Schieb- bzw. Kippkarrenbetrieb, sowie die Anwendung der Menschen- bzw. Pferdearbeit sich noch vorteilhaft erweist, so daß in den folgenden Paragraphen diese Beförderungsarten gesondert, unter Hervorhebung ihrer Eigenarten, zur Besprechung gelangen sollen.

§ 6. Bodenbeförderung in Schiebkarren. Für geringe Förderweiten und bei beschränktem Raum ist der Schiebkarren (Schubkarren) das vorteilhafteste und beim Beginn einer Ausschachtung oder eines Abtrages ein kaum zu entbehrendes Fördergerät, da die geringe Breite und die leichte Handhabung auch in wenig breiten Einschnitten die erforderliche Bewegung gestatten, und die geringe Höhe der Karren das Aufladen erleichtert.

Als Grenze für die Förderweite können 80 bis 120 m gelten, jedoch wird man unter Umständen schon bei einer geringeren Entfernung zu einer vollkommeneren Förderart übergehen, wenn die Geräte und Bahnen für letztere vorhanden sind, oder doch angeschafft werden müssen, während andererseits die genannte Grenze überschritten werden kann, wenn die zu befördernden Erdmassen so gering sind, daß die Anwendung einer anderen Beförderungsweise nicht lohnend erscheint, oder sonstige Gründe die Schiebkarrenbeförderung empfehlen (Höhenlage des Gewinnungsortes, Steigungsverhältnisse, Beschränktheit des Raumes usw.), während die Größe der Entfernung an sich auf die Verwendung einer anderen Förderart hinweisen könnte.

1. Die Geräte. Die Schiebkarren bestehen (s. Abb. 36 u. 37, S. 22) aus einem Kasten, dessen Ladung zum Teil durch die Achse eines Rades unterstützt, zum Teil mittels der seitlich angebrachten »Karrbäume« vom Arbeiter getragen wird. Sie sind so zu bauen, daß der Schwerpunkt der zu befördernden Erdmasse der Radachse möglichst nahe liegt, weil dann der Arbeiter weniger zu tragen hat und infolgedessen weniger ermüdet, also leistungsfähiger bleibt. Dies wird dadurch erreicht, daß das Rad möglichst klein angenommen, und der Kasten so nah wie möglich an oder über das Rad angeordnet wird, was außerdem das Ausstürzen erleichtert.

Je kleiner aber das Rad ist, um so schwieriger überwindet es die Unebenheiten des Bodens. Deshalb müssen Schiebkarren, die auf unebenen nicht festen Wegen zu benutzen sind, mit größeren Rädern ausgerüstet werden, als solche, die auf glatten, festen Wegen verkehren. Als weitere Bedingung für die Bauart ist anzuführen, daß die Handhaben oder Karrbäume eine nicht zu tiefe Lage erhalten, damit der Arbeiter sich beim Anfassen und Hinstellen der Karre nicht zu tief zu bücken braucht. Dies wird durch entsprechend angeordnete, kräftig befestigte Füße erreicht. Diesen Bedingungen hat man bei allen Ausführungen von Schiebkarren mehr oder weniger nachzukommen gesucht.

Da bei größeren Erdarbeiten stets Bohlenbahnen oder Karrdielen aus 21 bis 24 cm breiten, 4 bis 6 cm starken Bohlen verwendet werden, also den Rädern nur geringe Widerstände entstehen, können diese verhältnismäßig klein angenommen werden, so daß ihr Durchmesser zwischen 0,39 und 0,47 m schwankt.

Für das Gestell hölzerner Karren verwendet man am besten Eschen- oder Eichenholz, für den Kasten Pappel-, Weiden- oder Kiefernholz. Die Radnabe wird am besten aus Eichenholz, der Kranz aus Eschen-, die Speichen aus Buchenholz hergestellt. Die

Abb. 36 und 37 zeigen die Form der schlesischen Karre in Grundriß und Seitenansicht, die Abb. 38 und 39[19]) die Ausbildung der in Norddeutschland gewöhnlich für Erdarbeiten gebrauchten Karre, die 0,07 cbm losen Boden aufnehmen kann. Endlich ist in den Abb. 40 und 41

Abb. 36 u. 37. Schlesische Schiebkarre.
Abb. 36. Seitenansicht.
Abb. 37. Grundriß.

Abb. 38 u. 39. Norddeutsche Schiebkarre.
Abb. 38. Seitenansicht.
Abb. 39. Untersicht.

Abb. 40 u. 41. Schiebkarre mit Radkasten.
Abb. 40. Seitenansicht.
Abb. 41. Grundriß.

ein Schiebkarren dargestellt, bei welchem das Rad in einem, in den Innenraum der Karre eingreifenden Radkasten läuft und der Arbeiter durch die günstige Lage des Schwerpunktes nur $^1/_{10}$ der Gesamtlast zu tragen hat. Der Karrenkasten enthält 0,093 cbm, so daß 12 Karren 1,116 cbm losen Boden oder rund 1 cbm gewachsenen Boden aufnehmen kann. Zum Abstreifen des etwa am Rade hängenbleibenden Bodens, dient ein am oberen Ende des Radkastens angebrachtes Streifblech.



Abb. 42. Eiserne Schiebkarre.

In neuerer Zeit sind auch eiserne Schiebkarren in Gebrauch gekommen, die z. B. vom Eisenhüttenwerk Thale am Harz in verschiedenen, den in Abb. 42 eingeschriebenen Bezeichnungen entsprechenden, Größen geliefert werden[20]).

Der Fassungsraum der Schiebkarren beträgt meist $^1/_{14}$ bis $^1/_{15}$ cbm. Um die Anzahl der Ladungen für 1 cbm gewachsenen Bodens zu bestimmen, ist noch die Auflockerung (s. S. 11) zu berücksichtigen. Durchschnittlich kann man auf 1 cbm gewachsenen Stichboden 15 bis 16, bei Fels 17 bis 18 Karrenladungen rechnen.

Die Karrdielen dürfen aus nicht zu weichem Holz hergestellt werden. Am besten eignet sich Eichen- oder Buchenholz. Um die Anzahl der Stöße zu vermindern, macht man die einzelnen Bohlen möglichst lang und umnagelt die Enden mit Bandeisen, um das Absplittern zu verhüten. Ohne eine Belästigung für die Bodenbeförderung herbeizuführen, können Karrdielen in Steigungen bis zu 4 % gelegt werden. Zur Überwindung von Steigungen über 8 bis 10 % werden schon besondere Hilfsmittel, wie z. B. Einstellung eines zweiten Arbeiters zum Ziehen, erforderlich. Doppelte Bahnen zum Hin- und Rückfahren sind bequem, aber teuer, da das Meter Karrdiele mit rund 1 Mark zu veranschlagen ist. Deshalb werden Ausweichestellen für die zurückkehrenden Karren an-

[19]) Die Abb. 38—41 sind dem vom Verf. geschriebenen Aufsatz »Schubkarren« in Luegers, Lexikon der gesamten Technik, Bd. VII, S. 302 entnommen.

[20]) S. Preisliste des Eisenhüttenwerkes Thale am Harz und »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, 4. Aufl. 1905, I. Teil, Bd. II, Kap. I, S. 55. Tab. VI.

geordnet, oder die Bohlenbahnen dienen nur den beladenen Karren, während die leer zurückkehrenden daneben auf dem unbedeckten Erdboden verkehren.

2. **Anordnung der Arbeiten.** Sind für eine größere Erdarbeit viele, Schiebkarren befördernde Arbeiter erforderlich, so werden am besten »Züge« oder »Arbeiterkolonnen« von je 15 bis 20 Mann, unter Leitung eines Vorarbeiters, eingerichtet, so daß, nach gleichzeitiger Ladung der Karren eines Zuges, dieser geschlossen abrückt, wobei jeder Arbeiter mit seiner Karre etwa 3,5 m Weglänge beansprucht. An den Belade- und Entladestellen schließen sich die Arbeiter dichter aneinander; besonders an letzterer werden nach Abstürzen des Bodens die Karrbäume hoch gestellt, so daß der nächste Arbeiter dichter heranfahren kann. Der Rückweg, auf welchem die Arbeiter die leere Karre hinter sich her ziehen, bietet den Arbeitern die erforderliche Erholung. Um diese Erholungspausen richtig zu regeln, hat man bei längeren Förderstrecken häufig in Entfernungen von etwa 30 m Wechselstellen angeordnet, an denen die einzelnen Abteilungen die leeren und beladenen Karren austauschen.

3. **Leistung und Kosten.** Die tägliche Leistung L eines Arbeiters mit der Schiebkarre ist:

$$L = J \cdot x, \qquad (1)$$

wenn J den Karreninhalt in cbm und x die Zahl der täglichen Fahrten bezeichnet. Nimmt man bei 10stündiger Arbeitszeit als größten Gesamtweg eines Arbeiters 30 km an und rechnet den Zeitverlust für jede Fahrt beim Laden und Abstürzen zu 1,5 Minuten $= \frac{1}{400}$ Arbeitstag $= 75$ m, so beträgt bei einer Förderweite l die Anzahl der Fahrten in 10 Stunden:

$$x = \frac{30000}{2l + 75}. \qquad (2)^{21}$$

Ist z. B. die Förderweite $l = 60$ m, und wird die Schiebkarre zu $J_1 = \frac{1}{15}$ cbm gewachsenen Bodens angenommen, so ist die Leistung eines Arbeiters bei 10stündiger Arbeitszeit:

$$L_1 = J_1 \cdot x = \frac{1}{15} \cdot \frac{30000}{2 \cdot 60 + 75} = 10{,}26 = \text{rd. } 10 \text{ cbm}.$$

Bei Felsboden wäre (s. S. 22) $J_2 = \frac{1}{18}$ anzunehmen, mithin bei gleicher Förderweite ($l = 60$ m):

$$L_2 = J_2 \cdot x = \frac{1}{18} \cdot \frac{30000}{2 \cdot 60 + 75} = 8{,}54 = \text{rd. } 8{,}5 \text{ cbm}.$$

Das cbm kostet somit im ersten Fall bei einem Lohnsatz von 2 M. 50 Pf. für den 10stündigen Arbeitstag:

$$\text{für Stichboden: } \frac{250}{10} = 25 \text{ Pf.},$$

im zweiten Fall:

$$\text{für Felsboden: } \frac{250}{8{,}5} = 29{,}5 \text{ Pf.}$$

Sind Steigungen von über 4 ‰ vorhanden, so entsprechen sie einer Verlängerung der Förderweite. Dementsprechend sind bei größeren Steigungen für jedes Meter Steigung je 12 m der Förderweite l zuzuzählen und bei der obigen Berechnung zu berücksichtigen,

Sollen die Gesamtkosten der Gewinnung und der Beförderung mittels Schiebkarre für 1 cbm einer bestimmten Bodenart ermittelt werden, so sind die S. 13 zusammen-

[21]) Wird nur 1 Minute Zeitverlust gerechnet, so lautet Formel 2: $x = \frac{30000}{2l + 50}$; vgl. »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, 4. Aufl. 1905, I. Teil, Bd. II, Kap. I, S. 57, Formel 11 a.

gestellten Kosten für die Gewinnung eines cbm den nach obigem zu berechnenden Beförderungskosten zuzuzählen und noch etwa 10% des Gesamtbetrages für die Anschaffung und Unterhaltung der Karren und Karrdielen hinzuzurechnen. Für die obigen Annahmen ergibt sich z. B. für Stichboden (II. Klasse):

Gewinnung nach S. 13	30 bis	45 Pf.,
Beförderung mit Schiebkarre (1 cbm)	25 »	25 »
Zuschlag von rd. 10% für Abnutzung usw.	6 »	6 »
Gesamtkosten für 1 cbm Stichboden	61 bis	76 Pf.

Für Felsboden (IV. Klasse):

Gewinnung nach S. 13	150 bis	200 Pf.,
Beförderung mit Schiebkarre (1 cbm)	29,5 »	29,5 »
Zuschlag für Abnutzung usw.	6,5 »	6,5 »
Gesamtkosten für 1 cbm Felsboden	186 bis	236 Pf.

Je nach der Förderweite, dem üblichen Tagelohn, der Bodenart, dem Fassungsraum der Karren, den anzuwendenden Steigungen und der Leistungsfähigkeit der Arbeiter werden die Preise für das cbm gewonnenen und beförderten Bodens, wie bereits teilweise aus obigen zwei Beispielen zu ersehen, sehr verschieden ausfallen. Namentlich hat die Höhe des Tagelohnes und die Förderweite einen bedeutenden Einfluß auf die Steigerung des sich ergebenden Einheitspreises für das cbm, und man gelangt bei Förderweiten von 120 bis 200 m meist an die Grenze der Verwendbarkeit der Schiebkarrenbeförderung.

§ 7. Bodenbeförderung in Kippkarren. Kippkarren haben gegenüber Schiebkarren den Vorteil, daß infolge ihres größeren Fassungsraumes eine größere Erdmasse mit verhältnismäßig geringerer Arbeitskraft gleichzeitig befördert werden kann, so daß sich diese Beförderungsart bei Förderweiten von über 120 m billiger stellt, als die Schiebkarrenbeförderung und, solange es sich nicht um viel größere Förderweiten und um sehr große Massenbewegungen handelte, besonders in früheren Jahren auch dem Betrieb mit Erdwagen auf Schienengleisen vorgezogen worden ist. In neuerer Zeit kommen Kippkarren seltener zur Verwendung, leisten aber in gewissen Fällen gute Dienste, so daß ihre Besprechung nicht übergangen werden kann.

1. Geräte. Je nach ihrer Fortbewegung unterscheidet man Handkippkarren und Pferdekippkarren.

a) Handkippkarren bestehen, wie die Abb. 43 bis 45 zeigen, aus einem zweiräderigen Wagen, dessen Holzkasten in der einen Schwerebene unmittelbar durch die Radachse unterstützt wird und dadurch fast das ganze Ladegewicht auf die beiden Räder verteilt. Zum Ziehen ist eine Deichsel *a* angebracht, an deren Kreuzholz *b* die Arbeiter angreifen und dabei häufig Zuggurten benutzen.

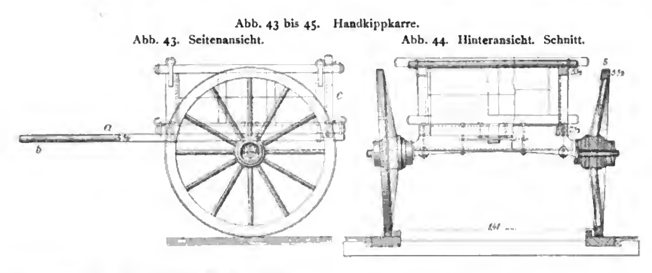
Den Kasten pflegt man aus Pappel-, Kiefern- oder Rotbuchenholz, die Räder aus Eichenholz herzustellen. Der Eisenbeschlag wiegt 50 bis 60 kg. Die Räder erhalten einen Durchmesser von etwa 1,1 m, und die Spurweite beträgt 1,2 bis 1,4 m. Die Rückwand *c* ist nach Lösung zweier Haken entfernbar und durch Anheben der Deichsel kann dann der Kasten am Abladeort so um die Radachse gekippt werden, daß sein Boden mit der Wagerechten einen Winkel von 45° bildet, und die beförderte Erde herausrutscht. Mit Rücksicht auf diese Benutzungsweise bestimmt sich die Länge des Kastens aus der Radhöhe. Der Fassungsraum der Karre beträgt $^1/_3$ bis $^1/_2$ cbm. Man

rechnet gewöhnlich auf 1 cbm gewachsenen Stichboden 3 Karrenfüllungen, bei Felsboden 3,5 Karrenladungen.

b) Die Pferdekarren unterscheiden sich ihrer Bauart nach nicht wesentlich von den Handkippkarren, nur wird eine Vorrichtung zum Anspannen des Pferdes und zur Kuppelung der Wagen erforderlich. Um nämlich die Zugkraft des Pferdes besser aus-

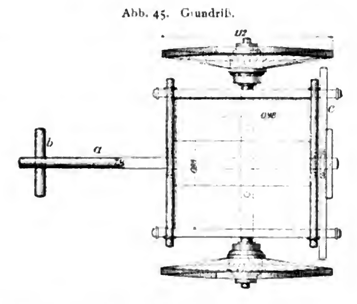
Abb. 43 bis 45. Handkippkarre.

Abb. 43. Seitenansicht. Abb. 44. Hinteransicht. Schnitt.



zunutzen und die Karren selbst nicht zu schwerfällig zu machen, werden ein oder mehr Karren an einen mit dem Pferde bespannten Vorderkarren gehängt. Gewöhnlich werden 2, seltener 3 Karren aneinandergekuppelt. Für Pferdekarren kann man einen Fassungsraum von etwa $^2/_3$ cbm annehmen, so daß 0,5 cbm gewachsener Stichboden oder 0,4 cbm Felsboden geladen werden können.

Abb. 45. Grundriß.



c) Die Fahrbahn, Karrbahn oder Karrfahrt wird für Handkippkarren aus 8 bis 13 cm starken Bohlen hergestellt, die parallel zur Zugrichtung fest auf den Boden aufzulegen sind. Zur Sicherung gegen das Ablaufen der Karren können an den Seiten Leisten aufgenagelt werden. Auch hat man ⊔-Eisen von etwa 130 mm Breite mit 15 bis 20 mm hohen Rändern als Fahrschienen verwendet. Werden Längsbohlen von 4,5 bis 5 m Länge, 10 bis 12 cm Stärke und 28 bis 30 cm Breite benutzt, so müssen sie an ihren Stößen und in ihrer Mitte auf in den Boden eingelassene Querbohlen von 2,35 m Länge, 8 bis 13 cm Stärke und 26 bis 30 cm Breite aufgelagert werden. Wie Abb. 44 zeigt, können dann auf den Längsbohlen Spurlatten aufgenagelt werden. Solche Längsbohlen werden meist für die Pferdekarren verwendet. Auch alte Eisenbahnschienen können, auf die Seite gelegt, durch die Vorsprünge des Schienenkopfes und des Fußes den Rädern die gewünschte Führung geben. Für die leere Rückfahrt werden meist keine Fahrbohlen gelegt, da die großen Räder bei leerer Karre die Unebenheiten des Bodens leicht überwinden. Steigungen bis zu 1 % sind zulässig. Werden größere Steigungen angewendet, so muß die Arbeiterzahl vermehrt, bzw. bei Pferdebetrieb die Anzahl der gleichzeitig beförderten Karren vermindert werden. Wird die Erde abwärts befördert, so sind an den Karrenrädern Bremsvorrichtungen anzubringen.

2. **Die Anordnung der Arbeiten.** Bei Beförderung mit Handkippkarren werden keine Züge oder Kolonnen gebildet, sondern jede Karre wird von 2 Arbeitern bedient, die, vollständig unabhängig von den anderen arbeitend, nach Beladung der Karre diese auf die Bohlenfahrt schieben, bis zur Schüttstelle ziehen, dort ausschütten und mit der leeren Karre den Rückweg antreten. Da nach geförderter Karrenanzahl bezahlt wird, können also die fleißigeren Arbeiter mehr verdienen. Dadurch wird zwar die Arbeitskraft besser ausgenutzt, häufig jedoch überanstrengen sich die Arbeiter, was namentlich bei einer Förderweite von mehr als 400 m erfolgen kann, weshalb bei einer solchen stets zu einer anderen Beförderungsart übergegangen werden sollte. Durchschnittlich bewegen sich die Arbeiter mit einer Geschwindigkeit von etwa 0,82 bis 1 m in der Sekunde, wobei die Bahn 1‰ steigen kann. Bei größerer Steigung ist die Anstellung eines dritten, von hinten schiebenden Arbeiters erforderlich.

Bei Beförderung mit Pferdekippkarren sind, mit Ausnahme des Pferdetreibers, die Arbeiter nur am Gewinnungsorte mit der Bodenlösung und Ladung und am Verwendungsorte mit der Wagenentleerung, der Planierung und dem Verrücken und Verlängern der Fahrbahn beschäftigt. Damit kein Zeitverlust entsteht, haben erstere dafür zu sorgen, daß stets genügend Material zum Laden für die hin und her fahrenden Karren gelöst ist.

Die Anzahl der Arbeiter hängt von der Größe der Gewinnungsstelle, bzw. von der Anzahl der zur Beförderung der Erde eingestellten Karren ab. An der Entladestelle sind für 2 gekuppelte Wagen 7 Arbeiter erforderlich[22]), 3 für den Vorder- und 4 für den Hinterwagen. Von den letzteren ergreift einer die Deichsel und löst sie, 2 fassen in die Räder, drehen die Karre und bringen sie zur Kante der Absturzstelle, und der vierte löst die Rückwand der Karre, hilft beim Entladen und setzt die Rückwand wieder ein. Beim Vorderwagen verfahren die Arbeiter in gleicher Weise, nur wird der an der Deichsel angreifende Arbeiter durch den Pferdetreiber ersetzt, indem dieser durch das Pferd die Karre drehen und zum Absturzrande schieben läßt.

Die an dem Kopf der Schüttung in dieser Weise arbeitenden 7 Mann werden dabei übrigens dermaßen angestrengt, daß sie nach einigen Stunden regelmäßig abgelöst werden müssen, weshalb 14 statt 7 Arbeiter in diesen Dienst einzustellen sind. Starke Steigungen sind bei dieser Beförderungsart zu vermeiden. Bei Abwärtsbeförderung können Gefälle von 1 : 50 oder 2% noch bequem überwunden werden, bei 1 : 30 oder $3\frac{1}{3}$% Gefälle muß schon gebremst werden.

3. **Leistung und Kosten.** a) Bei Handkippkarren läßt sich die Leistung wie bei Schiebkarrenbeförderung berechnen (s. S. 23), nur sind für jede Fahrt etwa 6 bis 8 Minuten Zeitverlust für das Beladen, Wenden und Abstürzen zu berücksichtigen. Dieser Zeitverlust entspricht einer Strecke von $6 \cdot \frac{3000}{60}$ bis $8 \cdot \frac{3000}{60}$ Meter, d. h. 300 bis 400 m, um welche bei jeder Doppelfahrt die Förderweite l zu vermehren ist. Somit ergibt sich die Anzahl der von einer Arbeitergruppe in 10stündiger Tagesarbeit im ungünstigsten Fall geförderten Karren zu:

$$x = \frac{30000}{2\,l + 400}. \qquad (3)$$

Wird die Förderweite $l = 250$ m, der Karreninhalt für gewachsenen Stichboden (Klasse II) zu $J_1 = \frac{1}{3}$ cbm angenommen, so beträgt die Leistung für 2 Arbeiter:

---

22) Vgl. Henz, »Erdbau« S. 172 ff.

$$L_1 = J_1 \cdot x = \frac{1}{3} \cdot \frac{30000}{2 \cdot 250 + 400} = \text{rd. } 11 \text{ cbm},$$

also für 1 Arbeiter 5,5 cbm.

Im Vergleich hierzu würde ein Arbeiter bei derselben Förderweite in einem 10stündigen Arbeitstage mit der Schiebkarre befördern (s. S. 23):

$$L_1 = J_1 \cdot x = \frac{1}{15} \cdot \frac{30000}{2 \cdot 250 + 75} = 3{,}47 \text{ oder rd. } 3{,}5 \text{ cbm}.$$

Hieraus ist ersichtlich, daß der Handkippkarrenbetrieb bei einer Förderweite von 250 m schon erheblich vorteilhafter ist als der Schiebkarrenbetrieb.

Die Kosten für das cbm beförderter Erde können in derselben Weise wie S. 23 ermittelt werden, nur ist bei Verwendung von Handkippkarren für die Karre und die Bohlenbahn ein Zuschlag von etwa 15 % zu machen, während bei der Schiebkarrenbeförderung der Zuschlag nur 10 % beträgt.

Bei Felsboden verringert sich die Leistung um etwa 20 %. Bei Steigungen von mehr als 1 % ist bei der Berechnung der dritte Arbeiter zu berücksichtigen, was bei Überschlagsrechnungen meist durch Vermehrung der Förderweite um 25 m für das Meter Steigung geschieht.

b) Bei Pferdekippkarren hängt die Leistung von der Geschwindigkeit der Pferde, von der Förderweite und von dem Aufenthalt ab, der durch das Beladen, Wenden und Entladen entsteht. Die Geschwindigkeit der Pferde kann zu 1,2 m in der Sekunde oder zu 72 m in der Minute angenommen werden. Dabei wird ein Weg von 30 km in 7 Stunden zurückgelegt. Von dem 10stündigen Arbeitstage bleiben also 3 Stunden oder 180 Minuten für den erwähnten Aufenthalt zur Verfügung. Rechnet man diesen bei jeder Hin- und Herfahrt zu 8 Minuten, wobei das Pferd nach leerer Rückfahrt sofort wieder vor zwei unterdessen fertig beladene Karren gespannt wird, so ergibt dies $\frac{180}{8} = 22$ bis 23 Fahrten. Andererseits ist durch den am Tage geleisteten Gesamtweg von 30000 m und durch die Förderweite l ebenfalls die Zahl der Fahrten zu $\frac{30000}{2l}$ bestimmt. Aus der Gleichsetzung dieser Werte erhält man als vorteilhafteste Förderweite aus:

$$\frac{15000}{l} = \frac{180}{8}; \quad l = \frac{8 \cdot 15000}{180} = 666 \text{ m}. \tag{4}$$

Muß das Pferd auf die Beladung der Karren jedesmal warten, so daß bei jeder Hin- und Herfahrt ein Aufenthalt von $8 + 6 = 14$ Minuten entsteht, so wird natürlich die Anzahl der in einem Tage möglichen Fahrten geringer, aber als günstigste Förderweite ergibt sich eine größere Strecke, denn wie vorhin ist:

$$\frac{15000}{l} = \frac{180}{14}, \text{ woraus } l = \frac{14 \cdot 15000}{180} = 1166 \text{ m}, \tag{5}$$

und die Zahl der Hin- und Herfahrten ergibt sich zu: $\frac{180}{14} = 13$ Fahrten.

Wird mit 2 bis 3 zusammengekuppelten Karren bei jeder Fahrt durchschnittlich 1 cbm gewachsenen Bodens befördert, so entspricht die Tagesleistung des Pferdes der Anzahl der Fahrten. Im ersten Fall ist sie also:

$L = 22$ bis 23 cbm auf eine Förderweite von 666 m,

im zweiten Fall

$L = 13$ cbm auf eine Förderweite von 1166 m.

Man sieht hieraus, daß zur richtigen Ausnutzung des Pferdes die Förderweite nicht zu klein (nach obigem nicht unter 666 m) sein darf, und daß die Aufenthaltszeiten streng eingehalten werden müssen. Bei Förderweiten zwischen 400 und 1000 m kann man als Anzahl der Fahrten annehmen:

$$x = \frac{43000}{2l + 1000}. \qquad (6)^{23)}$$

Erfahrungsmäßig liegt die Förderweite, bei welcher Pferdekippwagen verwendbar sind, zwischen 500 und 1600 m, jedoch wird in neuerer Zeit diese Beförderungsart kaum mehr angewendet.

§ 8. Bodenbeförderung in Rollwagen und auf Schienengleisen. Bei größeren, oder für ein und denselben Unternehmer sich häufig wiederholenden Erdarbeiten, bei denen sich die immerhin hohen Anschaffungskosten für Gleise, Rollwagen usw. auf größere Fördermassen und eine genügende Arbeitsdauer verteilen, hat die Anwendung von auf Schienen sich bewegenden Rollwagen eine immer größere Bedeutung gewonnen, da sie gegenüber der Schub- und Kippkarrenbeförderung den großen Vorteil einer wesentlichen Verringerung der von den Fahrzeugen zu überwindenden Reibungswiderstände darbieten, in ihrer Benutzung weniger von der Witterung abhängen und durch die Möglichkeit der Verwendung von Dampfkraft zu ihrer Fortbewegung eine gewisse Unabhängigkeit der Arbeiten von den Steigerungen der Arbeitslöhne herbeiführen.

Die Fortbewegung der Wagen kann durch Menschen, Pferde oder Dampfmaschinen erfolgen. Die erstere beschränkt sich auf kurze Entfernungen und kleinere Arbeiten; Pferde können bei großen Erdmassen auf Entfernungen von etwa 500 m, bei kleineren Erdmassen auf Entfernungen bis zu 1500 m verwandt werden, während Lokomotiven bei großen Erdmassen und Förderweiten von 500 m an vorteilhaft erscheinen. Im übrigen sind für jeden einzelnen Fall, den örtlichen Verhältnissen entsprechend, vergleichende Kostenberechnungen aufzustellen.

1. Die Gleise, Erdwagen und Lokomotiven. a) Die Herstellung der Gleise sowie die Abmessungen der Schienenprofile hängen wesentlich von den Lasten ab, die ihnen zugemutet werden, also auch von der Art der Zugkraft, zu welcher man sich entschließt.

Bei Beförderung der Wagen durch Menschen oder Pferde schwankt die Spurweite zwischen 40 und 70 cm; bei Verwendung von Lokomotiven zwischem 0,6 m und der Normalspurweite von 1,435 m; meist jedoch wird bei Lokomotivbahnen für den vorliegenden Zweck eine Spurweite von 0,9 m eingehalten. Die Höhe der Schienen für Spurweiten bis zu 70 cm beträgt 6 bis 6,5 cm. Die Schienen ruhen auf Querschwellen von Holz oder Eisen und sind auf diesen mittels Hakennägeln oder Schraubennägeln bzw. Hakenschrauben befestigt, so daß Gleisjoche (Gleisrahmen) von etwa 5 m Länge entstehen, die bequem gehoben, getragen, verlegt und verschoben werden können. An den Schienenstößen sind stärkere Schwellen angebracht, und die Verbindung der Schienen erfolgt hier durch Einhaken der an den letzteren befestigten Laschen, oder mittels kleiner Bügel, die umgedreht werden, so daß jederzeit leicht eine Zusammensetzung bzw. Lösung ohne Verwendung loser Teile möglich ist.

In ähnlicher Weise sind die Gleisjoche für erforderlich werdende Krümmungen des Gleises ausgebildet. Die Gleisjoche werden ohne Unterbettung einfach auf den Erdboden verlegt, und nur da, wo die Schwellen nicht fest aufliegen, findet eine Unterkrampung mit Kies, Sand oder sonst verfügbarem Material statt. Die für den Übergang

[23] Vgl. L. v. Willmann, »Ausführung der Erd- und Felsarbeiten«, »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, 4. Aufl. 1905, I. Teil, 2. Bd., Kap. I, S. 65, Formel 27.

der Wagen auf andere Gleise oder in andere Richtungen erforderlich werdenden Weichen und Drehscheiben unterscheiden sich von den sonst im Eisenbahnbau gebräuchlichen nur durch größere Einfachheit und geringere Abmessungen, so daß ihre Besprechung nicht erforderlich scheint und auf das Kap. III: »Eisenbahnbau« verwiesen werden kann.

b) Die Erdwagen, Rollwagen oder Erdbeförderungswagen haben sich aus den im Bergbau gebräuchlichen sog. »Hunden« und den in den ersten Anfängen der Eisenbahnen verwendeten einfachen Eisenbahnwagen entwickelt. Sie bedingen das Vorhandensein von Schienen und sind sowohl mit festen, als auch mit beweglichen (kippbaren) Kasten verschiedenster Anordnung hergestellt worden, die sich um so besser bewährten, je einfacher, dauerhafter und damit zweckentsprechender ihre Ausbildung war. Namentlich muß auf die möglichst vollkommene Einrichtung der Lager und auf die Güte des dafür, sowie für die Achsen und Räder verwendeten Materials geachtet werden.

Um die bei Erdbeförderungsbahnen nicht zu vermeidenden scharfen Krümmungen leicht durchlaufen zu können, muß der Radabstand möglichst gering (höchstens 1 m) gewählt werden; dagegen ist es wünschenswert, den Kasten möglichst groß annehmen zu können, damit die aufzuladende Erdmasse nicht zu klein ausfällt. Der geringe Radabstand, sowie die Bedingung, daß die Oberkante des Wagenkastens nicht mehr als 1,6 m über den Schienen liegen darf, weil eine größere Höhe das Aufladen erschwert, schränken die Größe des Kastens in gewisse Grenzen ein, die zwischen 0,5 und 3 cbm Fassungsraum liegen, je nachdem man den Kasten weniger oder mehr über die Achsen vorstehen läßt und die Durchmesser der Räder größer oder kleiner annimmt.

Große Wagen sind im allgemeinen standfester als kleine und eignen sich daher für größere Förderstrecken, während kleine Wagen bis zu 1,5 cbm Fassungsraum leichter zu handhaben sind, weniger schwere Gleisanlagen erfordern und die Kosten der zum Entladen erforderlichen Anlagen und Arbeiten verringern.

Die Form der Kasten muß der Entleerung förderlich sein; es müssen also die Seitenwände möglichst der Innenseite zugeneigt und nicht mit nach innen vorspringenden Konstruktionsteilen versehen sein. Die Gestelle sowohl, als die Kasten können aus Holz oder Eisen hergestellt werden. Bestehen sie aus Holz, so wird man für die Gestelle am besten Eichenholz, für die Böden der Kasten 5 cm starkes Buchen-, Kiefern- oder Pappelholz, für die Seitenwandungen 4 cm starkes Nadel- oder Pappelholz wählen.

Die Kuppelungen bestehen aus kurzen Ketten mit Haken, welche bisweilen Vorrichtungen zum Aushängen während der Fahrt besitzen. Um einen Zug rasch anhalten zu können, muß wenigstens eine größere Anzahl der einem Zug angehörenden Wagen Bremsen besitzen, die entweder als Hebel- oder Schraubenbremsen meist an der oberen Seite der Räder angreifen.

α) *Die Wagen mit festen Kasten* (Loris) nützen die Schienen in geringerem Maße ab, weil sie die Anbringung von Federn gestatten. Sie ermöglichen ferner eine gleichmäßige Verteilung der Last auf alle vier Räder und sind standsicherer als Wagen mit beweglichen Kasten; dagegen sind sie nur langsam zu entleeren, selbst wenn der Boden nach beiden Seiten geneigt ist, wie bei den Sattelwagen, und die Seitenwände sich vollständig herabschlagen oder, um ihre obere Kante drehend, sich aufklappen lassen[24]).

β) *Bei den Wagen mit beweglichen Kasten*, allgemein Kippwagen genannt, unterscheidet man Vor- oder Vorderkipper (s. Abb. 46—49)[25]) und Seitenkipper

[24]) Über Sattelwagen, Selbstentlader und Bodenkipper s. L. v. WILLMANN, Ausführung der Erd- und Felsarbeiten, »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, I. Teil, 2. Bd., 1905, 4. Aufl., Kap. I, S. 69.

[25]) Die Abb. 46 bis 55, 66, 84 bis 88, 90, 109, 110 und 114 sind den vom Verf. geschriebenen Artikeln in OTTO LUEGERS »Lexikon der gesamten Technik« Bd. III entnommen.

(s. Abb. 50 bis 55). Dadurch, daß sich Federn bei diesen Wagen nicht anbringen lassen, und durch die beim Kippen entstehenden Erschütterungen, beanspruchen diese Wagen

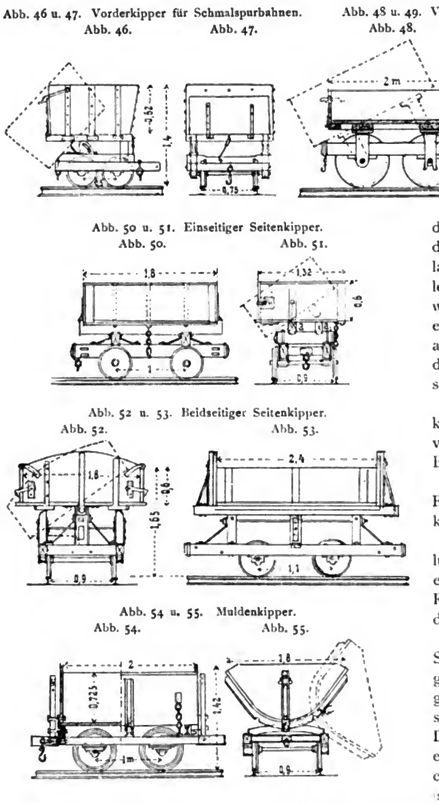


Abb. 46 u. 47. Vorderkipper für Schmalspurbahnen. Abb. 46. Abb. 47.

Abb. 48 u. 49. Vorderkipper für Normalspurbahnen. Abb. 48. Abb. 49.

Abb. 50 u. 51. Einseitiger Seitenkipper. Abb. 50. Abb. 51.

Abb. 52 u. 53. Beidseitiger Seitenkipper. Abb. 52. Abb. 53.

Abb. 54 u. 55. Muldenkipper. Abb. 54. Abb. 55.

die Schienen zwar mehr als die Wagen mit festen Kasten, lassen sich aber rascher und leichter entladen, wodurch eine wesentliche Arbeits- und Zeitersparnis gewonnen wird. Als allgemeine Gesichtspunkte für die Ausführung der Kippwagen sind zu beachten:

1. daß der Boden des gekippten Kastens eine Neigung von 45° mit der wagerechten Ebene einschließt;

2. daß die ausgeschüttete Erde den Rädern nicht zu nahe kommt, und

3. daß die Gewichtsverteilung der aufgeladenen Erde eine möglichst günstige für die Räder und die Standsicherheit des Kastens ist.

Bei den einseitig kippenden Seitenkippern wird meist der gefüllte Kasten durch ein Übergewicht von etwa 30 kg in seiner Lage erhalten, indem die Drehachse nicht in der Schwerebene des Wagens, sondern etwas seitlich angebracht wird (s. Abb. 50 und 51). Bei den nach beiden Seiten kippenden Wagen (s. Abb. 52 und 53), sowie bei den Muldenkippern (s. Abb. 54 und 55) liegt die Drehachse in der Schwerebene des Kastens, und dieser muß an beiden Seiten eine Stütze haben, die vor dem Kippen entfernt wird, oder der Kasten wird auf beiden Seiten durch Ketten im Gleichgewicht gehalten, die vor der Entleerung gelöst werden (s. Abb. 54).

Vorderkipper sind bei Dammbauten nur bei Anwendung der Kopfschüttung (s. § 11 unter 2b) zu verwenden, während Seitenkipper sowohl als einseitige, als auch als doppelte Seitenkipper und als Muldenkipper bei der Lagen-, Seiten- und Gerüstschüttung (s. § 11 unter 2a, c und d) mit Vorteil benutzt werden können. Der Wagen der Abb. 50 und 51 (s. S. 30) kann übrigens auch für beide Seiten zum Kippen verwendet werden, wenn der Kasten jedesmal vor dem Beladen um 180° gedreht wird, so daß die Stützbalken a und a_1 ihre Lage vertauschen.

Universalkipper, die, auf einer Scheibe bewegbar, nach allen Seiten kippen können, hat man ebenfalls herzustellen versucht, jedoch sind sie für den gewöhnlichen Gebrauch nicht einfach genug und haben sich deshalb nicht einzubürgern vermocht. Wagen mit sich öffnendem Boden werden weniger für Erdarbeiten, als zum Einbringen des Schotters zwischen die Schwellen endgültiger Bahnen benutzt. Als Erdwagen können sie nur bei der Gerüstschüttung Verwendung finden.

c) Lokomotiven. Zur Beförderung der Erdwagen werden meist mit 4 gekuppelten Rädern versehene Tendermaschinen von 20 bis 60 Pferdekräften benutzt, bei denen der Tender oder Kohlenwagen mit der Maschine zusammengebaut ist. Die Spurweiten sind sehr verschieden; die kleinsten Maschinen haben eine solche von 0,6 m, für größere Maschinen ist 0,9 m eine sehr häufig angewandte Spurweite. Das Gewicht solcher Maschinen schwankt zwischen 4600 und 15500 kg, der Preis zwischen 6000 und 18000 Mark.

2. Anordnung der Arbeiten. Um die Herstellungs- und Unterhaltungskosten für die Gleise möglichst zu vermindern, verwendet man meist für die beladenen und leeren Wagen dasselbe Gleis und bringt nur an einzelnen Stellen Ausweichegleise an, deren Entfernung von der Anzahl und Geschwindigkeit der täglich fahrenden Züge, d. h. von den Zwischenzeiten zwischen den einzelnen Zügen abhängt.

Bei sehr vielen Zügen und bei geringer Geschwindigkeit derselben können unter Umständen die Weichenanlagen so nah aneinander zu liegen kommen, daß die Herstellung zweier Gleise vorzuziehen ist. Dieser Fall wird bei Beförderung durch Pferde sehr bald, bei Anwendung von Lokomotiven nicht leicht eintreten. Die Anordnung des Betriebes an den Auf- und Abladestellen wird in den §§ 10 und 11 näher besprochen.

3. Leistungen und Kosten. In ähnlicher Weise wie auf S. 26 können die Leistungen und Kosten auch für die Beförderung auf Schienengleisen berechnet werden, nur ändern sich, infolge der wesentlich verminderten Reibungswiderstände, die zu berücksichtigenden Geschwindigkeiten, die Massen des gleichzeitig zur Beförderung kommenden Aushubbodens, sowie die Anschaffungs- und Unterhaltungskosten der Geräte, und zwar je nachdem Menschen, Pferde und Lokomotiven zur Beförderung verwendet werden, in verschiedener Weise.

a) Bei Beförderung durch Menschen kann angenommen werden, daß zwei Arbeiter auf die Dauer auf Schienengleisen Wagen mit $1\frac{1}{3}$ cbm gelockertem Boden fortbewegen und entladen können, die also $0{,}8 \cdot 1\frac{1}{3} = 1{,}1$ cbm gewachsenem Boden entsprechen. Wird die Förderweite zu l Meter, die Geschwindigkeit zu 3600 m in der Stunde und der Zeitverlust für das Entladen des Wagens und für das An- und Abfahren zu 8 Minuten, d. h. $\frac{10 \cdot 60}{8} = \frac{1}{75}$ Arbeitstag $= \frac{3600 \cdot 10}{75} = 480$ m gerechnet, so ergeben sich für den 10stündigen Arbeitstag:

$$x = \frac{36000}{2l + 480} \tag{7}$$

Fahrten, also die Leistung für zwei Arbeiter:

$$J \cdot x = 1{,}1 \cdot \frac{36000}{2l + 480} \text{ cbm},$$

somit für einen Arbeiter die Hälfte:

$$L = \frac{J \cdot x}{2} = \frac{1{,}1}{2} \cdot \frac{36000}{2l + 480} = \frac{9900}{l + 240} \text{ cbm.} \tag{8}$$

Der Einfluß der Steigungen kann wieder einer Verlängerung der Förderweite l, und zwar hier um 80 m für ein Meter Steigung gleichgeachtet werden.

Bei einem Lohnsatz von 2,50 Mark für den zehnstündigen Arbeitstag würde daher auf wagerechter Bahn das Kubikmeter Erde bei dieser Förderweise kosten:

$$\frac{250\,(l + 240)}{9900} = \frac{l + 240}{39{,}6} \text{ Pf.}$$

Hierzu kämen noch die Kosten der Geräte mit etwa 25 % Zuschlag.

Als Durchschnittleistung eines Arbeiters kann für überschlägige Berechnungen:

$$L = \frac{10000}{l} \text{ cbm}$$

gesetzt werden, woraus der Preis für das cbm sich zu

$$\frac{l}{10000} \cdot 250 = \frac{l}{40} \text{ Pfennige} \tag{9}$$

ergibt. Man sieht aus den letzten beiden Formeln, daß die Beförderung durch Menschen um so teurer wird, je größer die Förderweite ist. Als Grenze können für die Förderweite hier 350 bis 400 m gelten.

b) Beförderung durch Pferde. Da ein Pferd bei 30 km täglichem Wege noch drei Wagen zu 1,5 cbm (also $J = 4{,}5$ cbm) auf wagerecht liegendem Gleise zu ziehen imstande ist, erhält man bei 72 m Geschwindigkeit für die Minute, wenn 10 Minuten Zeitverlust bei jeder Hin- und Rückfahrt angenommen werden, als Dauer einer Doppelfahrt:

$$\frac{2l}{72} + 10 \text{ Minuten} = \frac{2l + 10 \cdot 72}{72 \cdot 60} \text{ Stunden,}$$

und die Anzahl der Fahrten in 10 Stunden:

$$x = \frac{10 \cdot 72 \cdot 60}{2l + 10 \cdot 72} = \frac{21600}{l + 360}. \tag{10}$$

Die Leistung wird:

$$L = J \cdot x = 4{,}5 \cdot \frac{21600}{l + 360} \text{ cbm.} \tag{11}$$

Der Einfluß einer Steigung kann wieder durch Verlängerung der Förderweite l, und zwar hier um 120 m für das Meter Steigung berücksichtigt werden.

Bei 7,50 Mark täglicher Kosten eines Pferdes mit Führer stellt sich der Preis für das cbm zu:

$$\frac{750\,(l + 360)}{21600 \cdot 4{,}5} = \frac{l + 360}{129{,}6} \text{ Pf.}$$

Hierzu kämen noch die Kosten der Geräte mit etwa 30 % Zuschlag.

Nimmt man als Gesamtzeitverlust für das Entladen, An- und Abfahren, wie auf S. 27, drei Stunden = 180 Minuten für den Tag an, so ergibt sich die Anzahl der täglichen Fahrten zu $\frac{180}{10} = 18$, wenn 10 Minuten als Aufenthalt bei jeder Doppelfahrt gerechnet werden. Demnach wird, weil, wie bei Formel (4) S. 27,

$$\frac{15000}{l} = \frac{180}{10}$$

sein muß, die günstigste Förderweite:

$$l = \frac{15000}{18} = 833 \text{ m}, \tag{12}$$

und die Formeln (10) und (11) kommen erst bei geringeren Förderweiten zur Geltung.

Als durchschnittliche Arbeitsleistung eines Pferdes können:

$$L = \frac{60000}{l} \text{ cbm}$$

angenommen werden, wenn die Förderweite groß genug ist, um die Kraft des Pferdes ausnutzen zu können. Damit stellt sich, bei 7,50 M. täglicher Kosten für ein Pferd mit Führer, der Preis für das cbm zu:

$$\frac{750\,l}{60000} = \frac{l}{80} \text{ Pfennige.} \tag{13}$$

c) Die Beförderung durch Lokomotiven wird bei Förderweiten von 400 bis 500 m an und bei größeren Fördermassen von über 100000 cbm an vorteilhaft. Die Arbeit der Lokomotive verteilt sich auf die eigentliche Beförderung der Erdmassen vom Gewinnungsorte zum Abladeort, auf das Wassernehmen, auf das Rangieren der Züge und auf das Warten beim Beladen und Entleeren derselben. Bei zweckmäßiger Anordnung der Wasserstation, der Ladegleise und Weichen (s. § 10) kann unnützer Aufenthalt vermieden, und somit die Leistung der Lokomotive erhöht werden.

Da die Geschwindigkeit der Lokomotiven und ihre Zugkraft sehr verschiedenartig sind, kann die Berechnung ihrer Leistung nicht in der Weise allgemein erfolgen, wie bei der Beförderung durch Menschen oder Pferde, und es muß in jedem einzelnen Fall, unter Berücksichtigung der Fahrgeschwindigkeit und Förderweite sowie der Zugkraft, die Anzahl der täglichen Züge, die mögliche Anzahl der in einen Zug einzustellenden Wagen und aus ihrem Fassungsraum die von der betreffenden Lokomotive täglich zu befördernde Anzahl Kubikmeter und damit ihre Leistung abgeleitet und ermittelt werden.

Beträgt die Zeit zwischen den einzelnen Zügen, also am Gewinnungs- und Abladeorte, je t Minuten, bei einer Förderweite von l Metern und bei v Meter durchschnittlicher Fahrgeschwindigkeit in der Minute, so dauert die Hin- und Rückfahrt eines Zuges $\left(\frac{2l}{v} + 2t\right)$ Minuten, also können in zehn Stunden (oder 600 Minuten)

$$x = \frac{600}{\frac{2l}{v} + 2t} = \frac{300v}{l + v \cdot t} \text{ Züge} \tag{14}$$

befördert werden. Enthält jeder Zug Q Kubikmeter Boden, so ist die Leistung einer Lokomotive auf wagerechter Strecke:

$$L = J \cdot x = Q \cdot \frac{300v}{l + v \cdot t} \text{ cbm.} \tag{15}$$

Bei Steigungen wären in den Formeln (14) und (15) für jedes Meter Steigung der Förderweite l je 250 m zuzuzählen.

Nimmt man beispielsweise durchschnittlich $t = 20$ Minuten; $v = 350$ m; $l = 1500$ m; $Q = 80$ cbm (32 Wagen zu 2,5 cbm) an, so ist die tägliche Leistung der Lokomotive in der wagerechten Strecke:

$$L = J \cdot x = 80 \cdot \frac{300 \cdot 350}{1500 + 350 \cdot 20} = 988 \text{ cbm}.$$

Die Anzahl Z der anzuwendenden Lokomotiven findet man aus dem Verhältnis der von einer Lokomotive zu einer Doppelfahrt gebrauchten Zeit $\left(\text{s. oben} = \frac{2\,l}{v} + 2\,t\right)$ und der Zeit t, nach welcher je ein Zug befördert werden kann:

$$Z = \frac{2\left(\frac{l}{v} + t\right)}{t} = \frac{2\,l}{v \cdot t} + 2. \tag{16}$$

Für die vorhin angenommenen Werte würde sich ergeben:

$$Z = \frac{2 \cdot 1500}{20 \cdot 350} + 2 = \text{rd. } 3 \text{ Lokomotiven.}$$

Hierzu käme dann noch eine Reservelokomotive.

Um die Kosten für das cbm beförderten Boden zu berechnen, sind, außer den laufenden täglichen Ausgaben (Heizer-, Führer- und Arbeiterlohn, Heiz-, Schmier- und Putzmaterial, sowie Ausbesserungen), die auf den Tag entfallenden Kosten der Verzinsung und Abtragung des Anlagekapitals für die Lokomotiven, Erdwagen, Gleis- und sonstigen Anlagen wie Lokomotivschuppen und Wasserstationen zu berücksichtigen[26]).

§ 9. Bedarf an Fördergeräten und Arbeitern. Preistabellen. In jedem einzelnen Fall muß für eine Erdarbeit die ihrem Umfang entsprechende Einrichtung und Art des Betriebes, der Bedarf an Fördergeräten und die daraus sich ergebende Anzahl der Arbeiter festgestellt werden.

Hierfür sind, außer etwaigen besonderen Umständen: die Förderweite l, die Menge des zu befördernden Bodens und die Zeit, innerhalb welcher die Arbeit auszuführen ist, entscheidend.

Soll eine Erdmasse von Q cbm in T Tagen auf die durchschnittliche Förderweite von l Metern befördert werden, so ergibt sich als täglich zu befördernde Erdmasse:

$$M = \frac{Q}{T} \text{ cbm}. \tag{17}$$

Beträgt der Rauminhalt eines Fördergefäßes J cbm, so ist die Anzahl der täglich zu befördernden Wagen- oder Karrenladungen:

$$W = \frac{M}{J} \text{ Wagenladungen}. \tag{18}$$

Kann ein Arbeiter täglich K cbm Bodenmasse lösen und laden, so lädt er in 10 Stunden, d. h. in einem Arbeitstage: $\frac{K}{J}$ Wagenladungen, und die zu einer Wagenladung erforderliche Zeit ist:

$$t = \frac{10\,J}{K} \text{ Stunden}. \tag{19}$$

[26]) Die Durchführung dieser Berechnungen würde hier zu weit führen, so daß auf den § 18 des I. Kap. vom I. Teil, Band II, 4. Aufl., des »Handb. d. Ing.-Wissensch.« verwiesen werden muß.

Die Anzahl der Arbeiter endlich, die erforderlich ist, um M cbm Boden täglich zu lösen und zu laden, ergibt sich zu:

$$A = \frac{M}{K} \text{ Arbeiter.} \qquad (20)$$

Mit Hilfe der Größen dieser Formeln 17—20 ist man imstande, für die verschiedenen Beförderungsarten aus der möglichen Anzahl der täglichen Fahrten (s. die Formeln 2, 3, 6, 7, 10 und 14) die erforderliche Anzahl der Wagen, bzw. Karren und der einzustellenden Arbeiteranzahl zu bestimmen.

1. Bei Anwendung von Schubkarren macht nach Formel 2, S. 23, jeder Schubkarren an einem Tage:

$$x = \frac{30000}{2l + 75} \text{ Fahrten,}$$

befördert also x Karrenladungen. Nun müssen aber W Karrenladungen befördert werden, also sind:

$$\frac{W}{x} = \frac{M}{J \cdot x} \text{ Schubkarren}$$

erforderlich. Damit aber am Beladeort stets gefüllte Karren bereit stehen, müssen noch so viel Karren, als Arbeiter zum Lösen und Laden der Bodenmasse M notwendig sind, also nach Formel 20: $\frac{M}{K}$ Karren vorhanden sein.

Die Gesamtzahl S der Schubkarren beträgt demnach:

$$S = \frac{M}{K} + \frac{M}{J \cdot x} \text{ Schubkarren.} \qquad (21)$$

Da es vorkommen kann, daß einzelne Karren ausbesserungsbedürftig werden, so pflegt man noch zur Aushilfe etwa 5 % der Gesamtzahl mehr, als die Berechnung nach Formel 21 angibt, einzustellen.

An Arbeitern wären erforderlich:

$$A = \frac{M}{K} + \frac{M}{J \cdot x} + z, \qquad (22)$$

wobei unter z die für das Abgleichen des Bodens an der Schüttstelle, zum Reinigen und Verlegen der Karrdielen und für sonstige Nebenarbeiten erforderlichen Arbeiter zu verstehen sind. Es kommen hierfür etwa 5 % der übrigen Arbeiteranzahl in Anrechnung.

Die Länge der erforderlichen Karrfahrten richtet sich nach den örtlichen Verhältnissen. Es genügt in der Regel $\frac{3l}{2}$ als Länge für eine Schicht (Schacht) von 40 bis 50 Karren anzunehmen.

Setzt man zum Beispiel $M = 1000$ cbm; $l = 80$ m; $J = \frac{1}{15}$ cbm; $K = 15$ cbm, so wären erforderlich:

$$S = \frac{1000}{15} + \frac{1000}{\frac{1}{15}\left(\frac{30000}{2 \cdot 80 + 75}\right)} = 185 \text{ Schubkarren,}$$

dazu Reserve 5 % = 10 »

Summa 195 Schubkarren.

Nach Formel 22 ist:

$$A = \frac{1000}{15} + \frac{1000}{\frac{1}{15}\left(\frac{30000}{2 \cdot 80 + 75}\right)} + z = 185 + \frac{185 \cdot 5}{100} = 195 \text{ Arbeiter.}$$

Rechnet man 4 Schichten von je 46 bis 47 Karren, so würde die Länge der Karrfahrten: $\frac{3l}{2} \cdot 4 = \frac{3 \cdot 80 \cdot 4}{2} = 480$ m Karrdielen betragen.

2. **Bei Handkippkarren** kann in gleicher Weise bei der Berechnung verfahren werden; nur ist zu berücksichtigen, daß der Inhalt J jeder Karre größer ist, und daß daher auf jede Karre zwei Arbeiter zu rechnen sind, und ebenso zum Lösen und Laden des Bodens für eine Karre je zwei Arbeiter erforderlich werden. Die Anzahl der Fahrten x ergibt sich für jede Karre nach Formel 3 S. 26 zu

$$x = \frac{30000}{2l + 400};$$

mithin wird die Anzahl der Handkippkarren aus:

$$M = \frac{M}{2K} + \frac{M}{J \cdot x} \text{ gefunden.} \tag{23}$$

Die Anzahl der Arbeiter ergibt sich zu:

$$A = \frac{M}{K} + 2\frac{M}{J \cdot x} + z. \tag{24}$$

Die Längen der Karrdielen kann hier für 2—3 Schichten mit je 20 Handkippkarren zu $\frac{4l}{3}$ angenommen werden.

Ist $M = 1000$ cbm; $l = 500$ m; $J = {}^1/_3$ cbm und $K = 15$ cbm, so ist:

$$H = \frac{1000}{2 \cdot 15} + \frac{1000}{{}^1/_3\left(\frac{30000}{2 \cdot 500 + 400}\right)} = 177 \text{ Handkarren}$$

dazu 10 % Reserve 18 »

zusammen 195 Handkarren.

Die Anzahl der Arbeiter ergibt sich:

$$A = \frac{1000}{15} + 2 \cdot \frac{1000}{{}^1/_3\left(\frac{30000}{2 \cdot 500 + 400}\right)} = 346 \text{ Arbeiter}$$

$z = 5\%$ 17 »

zusammen 363 Arbeiter.

Die Länge der Karrdielen beträgt bei Annahme von 8 Schichten zu 20 Karren: 4 Karrfahrten von $\frac{4l}{3} = \frac{4 \cdot 500}{3} = 700$ m Länge, im ganzen also $4 \cdot 700 = 2800$ m Fahrt.

3. **Bei Pferdekarren** beträgt nach Formel 6 S. 28 die Anzahl der Fahrten:

$$x = \frac{43000}{2l + 1000};$$

also wird wie oben die Anzahl der erforderlichen Pferdekarren:

$$P = \frac{M}{2K} + \frac{M}{J\left(\frac{43000}{2l + 1000}\right)} \tag{25}$$

und die Anzahl der Arbeiter, da auf je zwei Karren nur ein Führer, an der Entladestelle für zwei gekuppelte Wagen aber 14 Arbeiter (s. S. 26) erforderlich sind:

$$A = \frac{M}{K} + \frac{1}{2} \cdot \frac{M}{J \cdot x} + 14. \tag{26}$$

Die Gesamtlänge der Fahrten wird, da man in der Regel eine Hauptfahrt für den Hinweg und eine für den Rückweg anlegt, zu $2l$ anzunehmen sein. Außerdem wird man an den Förder- und Abladestellen Plattformen aus Bohlen anzulegen haben, die zusammen angenähert 50 qm erfordern.

Ist $M = 1000$ cbm, $l = 800$ m, $J = \frac{1}{3}$ cbm und $K = 15$ cbm, so braucht man:

$$P = \frac{1000}{2 \cdot 15} + \frac{1000}{\frac{1}{3}\left(\frac{4300}{2 \cdot 800 + 1000}\right)} = 214 \text{ Karren}$$

Reserve 10% 21 »

zusammen 235 Karren.

Ferner ist:

$$A = \frac{1000}{15} + \frac{3000 \cdot 2600}{2 \cdot 43000} + 14 = 172 \text{ Arbeiter.}$$

Für die Fahrten sind $2 \cdot 2 \cdot 800 = 3200$ m Bohlen

und 50 qm bei 0,30 m breiten Bohlen = 167 » »

zusammen rd. 3400 m Bohlen

erforderlich.

4. **Bei Beförderung in Rollwagen auf Schienengleisen** ist die Berechnung der erforderlichen Wagen-, Arbeiteranzahl usw. eine ähnliche, nur müssen die Formeln 7 und 10 (S. 32) bzw. 14 (S. 33), sowie die sonstigen veränderten Verhältnisse Berücksichtigung finden.

5. **Preistabellen.** Bei größeren Erdarbeiten pflegt man ferner »Preistabellen« aufzustellen, indem, in gleicher Weise wie dies S. 31 und 32 für die einfacheren Beförderungsarten für eine bestimmte Förderweite geschehen ist, der Preis des beförderten Kubikmeters Erde für verschiedene Förderweiten l berechnet und übersichtlich in einer Tabelle zusammengestellt wird.

Für die Beförderung auf Schienengleisen wurde von Gustav Meyer die nachstehende Tabelle I unter Annahme eines zehnstündigen Arbeitstages und eines Tagelohnes von 2 M. 50 Pf. aufgestellt, die zugleich erkennen läßt, bis zu welcher Förderweite und bis zu welchem Umfang der Erdarbeiten die Beförderung durch Menschen, Pferde oder Lokomotiven vorteilhaft erscheint.

Tabelle I. Preise für die Beförderung auf Schienengleisen [27].

Art der Beförderung	Förderweite m	ausschließl. Kosten der Förderbahn	Förderpreise für ein Kubikmeter Boden in Pfennigen, einschließlich der von der Fördermasse abhängigen Kosten der Förderbahn, bei einer Fördermasse (Q) von											
			1000 cbm	2000 cbm	3000 cbm	5000 cbm	10000 cbm	20000 cbm	30000 cbm	50000 cbm	100000 cbm	150000 cbm	200000 cbm	300000 cbm
Durch Menschen (Kosten der Gleise für ein Meter 100 Pfennige)	50	13	24	18	16	15	14	14	13	—	—	—	—	—
	100	15	31	23	20	18	17	16	16	—	—	—	—	—
	200	18	45	31	27	23	21	19	19	—	—	—	—	—
	300	21	49	40	34	29	25	23	22	—	—	—	—	—
	400	24	73	48	40	34	29	27	26	—	—	—	—	—
	500	26	86	56	46	38	32	29	28	—	—	—	—	—
	600	29	100	64	53	43	36	33	32	—	—	—	—	—
	700	32	114	73	59	48	40	36	35	—	—	—	—	—
	800	35	128	81	66	54	44	40	38	—	—	—	—	—
	900	38	142	90	73	59	48	43	41	—	—	—	—	—
	1000	41	156	98	79	64	52	47	45	—	—	—	—	—
	2000	47	183	114	93	74	60	53	50	—	—	—	—	—

[27]) S. »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, 4. Aufl. 1905, I. Teil, Bd. 2, Kap. I, L. v. Willmann, Ausführung der Erd- und Felsarbeiten, S. 106.

Art der Beförderung	Förderweite m	ausschließl. Kosten der Förderbahn	Förderpreise für ein Kubikmeter Boden in Pfennigen, einschließlich der von der Fördermasse abhängigen Kosten der Förderbahn, bei einer Fördermasse (Q) von											
			1000 cbm	2000 cbm	3000 cbm	5000 cbm	10000 cbm	20000 cbm	30000 cbm	50000 cbm	100000 cbm	150000 cbm	200000 cbm	300000 cbm
Durch Pferde (Kosten der Gleise für ein Meter 150 Pfennige)	200	18	—	—	—	31	24	21	20	19	19	18	—	—
	300	20	—	—	—	36	28	24	22	22	21	20	—	—
	400	22	—	—	—	41	31	27	24	24	23	22	—	—
	500	23	—	—	—	46	34	29	27	26	25	24	—	—
	600	25	—	—	—	51	38	31	29	28	27	26	—	—
	700	27	—	—	—	56	42	34	32	30	29	28	—	—
	800	29	—	—	—	61	45	37	34	32	31	30	—	—
	900	30	—	—	—	66	48	39	36	34	32	31	—	—
	1000	32	—	—	—	71	51	41	38	36	34	33	—	—
	1200	35	—	—	—	81	58	46	43	40	37	37	—	—
	1400	39	—	—	—	91	65	52	47	44	41	41	—	—
	1600	42	—	—	—	101	72	57	52	48	45	44	—	—
	1800	46	—	—	—	111	79	62	57	52	49	48	—	—
	2000	49	—	—	—	121	85	67	61	56	53	51	—	—
	2500	57	—	—	—	146	101	79	72	66	62	60	—	—
	3000	66	—	—	—	171	118	92	83	76	71	69	—	—
Durch Maschinen (Kosten der Gleise für ein Meter 400 Pfennige)	500	23	—	—	—	—	—	42	36	31	27	26	25	24
	1000	26	—	—	—	—	—	56	46	38	32	30	29	28
	1500	28	—	—	—	—	—	69	56	45	36	33	32	31
	2000	31	—	—	—	—	—	83	66	52	41	38	36	34
	3000	36	—	—	—	—	—	110	85	66	51	46	43	41
	4000	41	—	—	—	—	—	137	105	79	60	54	51	47
	5000	46	—	—	—	—	—	164	125	93	70	62	58	54
	6000	51	—	—	—	—	—	191	144	107	79	70	65	60
	7000	56	—	—	—	—	—	218	164	121	88	78	72	67
	8000	61	—	—	—	—	—	245	184	135	98	86	79	73
	9000	66	—	—	—	—	—	272	203	148	107	93	87	80
	10000	71	—	—	—	—	—	299	233	162	117	101	94	86

§ 10. Arbeitsbetrieb am Aufladeort. Einschnittarbeiten.

1. Allgemeines. Am Gewinnungsorte des Bodens, also in den Einschnitten oder bei Seitenentnahme an der gewählten, nicht zu entfernt liegenden Entnahmestelle, muß darauf geachtet werden, daß möglichst viel Angriffspunkte anzuordnen sind, damit die erforderliche Anzahl von Fördergefäßen gleichzeitig beladen werden kann. Dies läßt sich bei Seitenentnahme meist leichter bewerkstelligen, als in den Einschnitten, wo man durch die geringe Breite im Raum beschränkt ist. Deshalb wird man bei langen Einschnitten, namentlich für den Schiebkarrenbetrieb, von vornherein einen möglichst langen Schlitz herzustellen suchen, der entsprechend dem Fortschritt der Arbeiten bis zur Sohle des Einschnitts hinabgeführt wird, und in welchem eine lange Reihe der Fördergefäße aufgestellt werden kann.

Diese Art der Behandlung des Einschnittes findet jedoch häufig ihre Begrenzung in den sich darbietenden Gefällsverhältnissen und in der Lagerung der Felsschichten, die häufig eine Abarbeitung »vor Kopf«, unter Umständen auch besondere Vorrichtungen, wie Seilbahnen und Bremsberge (s. S. 20), notwendig gemacht und, unter Vermeidung solcher, bei sehr tiefen Einschnitten zum »englischen Einschnittbetrieb« (s. unten unter 4 b, S. 42) geführt haben.

Von besonderer Wichtigkeit für die Aufladearbeiten ist die Entwässerung der Arbeitsstelle, damit der aufzuladende Boden möglichst trocken in die Fördergefäße und dadurch ebenso in die herzustellende Aufschüttung kommt; denn trocken hat der Boden ein geringeres Gewicht, ist also leichter zu befördern und gibt in der Aufschüttung weniger leicht zu Rutschungen Veranlassung. Die Abgrabungen werden daher stets mit mäßig

ansteigender Sohle angelegt, wobei etwaige Quellen und Wasseradern durch Gräben abzufangen sind. Nasser Boden wird am zweckmäßigsten zuerst entwässert.

2. Schiebkarrenbetrieb. Die Anwendung der Schubkarre ist, wie bereits S. 21 erörtert, auf geringe Entfernungen, also auf kurze Einschnitte beschränkt, oder dient bei größeren Erdarbeiten zur Einleitung und Vorbereitung anderer Betriebe. Dementsprechend wird das Gelände, in der Richtung des Einschnitts, in der für die Arbeiten erforderlichen Breite aufgeschlitzt, wobei die Karrdielen zunächst auf der Oberfläche des Geländes verlegt werden, wenn dessen Neigung das dafür zulässige größte Gefälle von 1 : 10 nicht übersteigt, um dann allmählich, der Ausgrabung entsprechend, eine tiefere Lage einzunehmen, bis eine so hohe Einschnittwand sich gebildet hat, als sie der Bodenbeschaffenheit nach noch zulässig und für die Bodenlösung noch zweckmäßig ist (etwa 3 bis 4 m). Dann erfolgt die Verbreiterung des Einschnitts unter allmählicher seitlicher Verschiebung der Karrdielen. Bei größerer Tiefe des herzustellenden Einschnitts wiederholt sich das Verfahren, bis die Einschnittsohle erreicht ist.

Zeigt das Gelände in der Richtung des Einschnittes starkes Gefälle, so kann auch stufenweise »vor Kopf« abgebaut werden, wobei die Karrdielen an der Ladestelle eine zur Einschnittrichtung senkrechte Lage erhalten. Bei Seitenentnahmen ist man weniger durch die zukünftige Gestaltung des Einschnitts an die Einhaltung bestimmter Formen gebunden und kann daher leichter der Bedingung nachkommen, lange Abtragswände und möglichst viele Angriffspunkte anzuordnen.

3. Kippkarrenbetrieb. Hier kommt es sowohl bei Beförderung durch Menschen als auch durch Pferde weniger als beim Schubkarrenbetrieb auf die Möglichkeit der Aufstellung langer Kolonnen an, da die beladenen Karren einzeln von der Ladestelle auf die Bohlenbahn geschoben werden. Daher wird hier der Einschnitt meist nicht der Länge nach aufgeschlitzt, sondern es wird der Boden »vor Kopf« absatzweise in Höhen von 3—4 m abgetragen, wobei mehrere Absätze gleichzeitig in Angriff genommen werden können. Die Wandflächen der Absätze können senkrecht oder schräg zur Einschnittrichtung angeordnet werden. Das letztere geschieht, um eine größere Länge für den Angriff, also eine größere Anzahl von Ladestellen zu erhalten.

4. Betrieb bei Beförderung auf Schienengleisen. Die Bodenlösung »vor Kopf« ist bei Beförderung auf Schienengleisen unvorteilhaft, weil bei den senkrecht auf die Abtragwand stoßenden Gleisen in dem beschränkten Raum des Einschnitts nur wenig Arbeiter Platz finden, und die erforderlich werdende stetige Verlängerung der Gleise Zeit in Anspruch nimmt, während bei Aufschlitzung des Einschnitts auf eine längere Strecke die Gleise nur zu senken, oder seitlich zu verschieben sind, und die gleichzeitige Beladung einer größeren Anzahl Wagen von der Seite her möglich wird. Bei größerer Tiefe des Einschnitts wird mit Vorteil der »englische Einschnittbetrieb« (s. unter b, S. 42) angewendet.

a) Gewöhnlicher Einschnittbetrieb. Bei leichterem Boden nimmt man meist eine größere Länge des Einschnitts in Angriff, wobei die Arbeitsgleise zunächst entweder auf die Geländeoberfläche, oder, falls diese zu stark geneigt ist, in besonders dazu hergestellte Gräben gelegt werden. Zur Seite des Gleises wird dann, unter entsprechender Verschiebung desselben, der Boden abgegraben, darauf das Gleis gesenkt und so fortgefahren, bis man zur Sohlentiefe gelangt ist. Abb. 56 (s. S. 40) verdeutlicht dieses Verfahren im Längenschnitt durch die verschiedenen Lagen 1 bis 11 der abgegrabenen Schichten.

Im Querschnitt zeigen die Abb. 57 und 58 (s. S. 40) die Art des Vorgehens in leichterem, bzw. schwerem oder Felsboden. Hat man in leichterem Boden die Gleise

absatzweise bis zu einer Tiefe gesenkt, bei welcher eine für die Bodengewinnung zweckmäßige und aus Sicherheitsgründen noch zulässige Höhe der Erdwände erreicht ist, so beginnt die seitliche Abtragung, wobei das Gleis so nah an den Fuß der Erdwand gerückt wird, daß man die Erde unmittelbar in die Wagen zu laden vermag (s. Abb. 57). Auch kann ein zweiter Schlitz, wie in Abb. 57 bei *A* angedeutet, zur Vermehrung der

Abb. 56. Längenschnitt eines auszuhebenden Einschnitts.

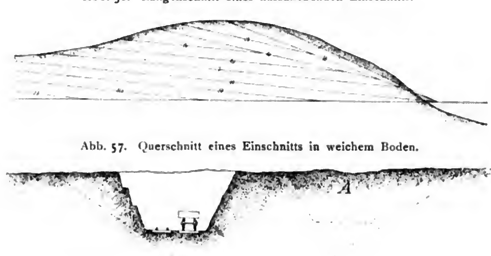


Abb. 57. Querschnitt eines Einschnitts in weichem Boden.

Arbeitsstellen in Angriff genommen werden. In schwerem Boden, sowie bei Felsen, wird häufig ein Ladeabsatz (s. Abb. 58) in Höhe der Wagen stehen gelassen, von dem aus der von der seitlichen Einschnittwand abgelöste Boden leicht in die Wagen befördert werden kann. Hat dieser Bodenabsatz eine gewisse Breite erreicht, so muß er zum Teil entfernt und das Gleis näher gerückt werden.

Abb. 58. Querschnitt eines Einschnitts in schwerem Boden bzw. in Fels.



Abb. 59. Querschnitt bei fallenden Schichten.



Bei Felsboden ist hierbei auf das »Streichen« und »Fallen« der Schichten zu achten. Streichen diese parallel zur Längsrichtung des Einschnitts, so wird man mit dem Aufschlitzen an der Seite beginnen, nach welcher die Schichten fallen, also nach Abb. 59 links, da geneigte Schichten am besten von unten nach oben gelöst und gewonnen werden. Streichen die Schichten dagegen quer zur Längsrichtung, so wird am besten die Lösung »vor Kopf« terrassenförmig dem Längenschnitt nach vorgenommen, jedoch ist hierbei nur ein langsamer Fortschritt der Arbeiten möglich.

Handelt es sich um einen Anschnitt eines talwärts geneigten Hanges, oder einer Talwand, so wird diese zunächst in der Sohlenhöhe des Einschnitts angeschnitten und mit einer Förderbahn versehen. Ist der Anschnitt sehr tief, so kann in verschiedenen Höhenlagen, die der beabsichtigten Höhe der Angriffswände entsprechen, gleichzeitig mit der Anschnittarbeit begonnen werden (s. Abb. 60), wodurch man viele Angriffspunkte und damit die Möglichkeit rascher Arbeit erhält.

Abb. 60. Anschnitt einer Talwand.



Ein zu starkes Gefälle ist für die Arbeitsgleise zu vermeiden. Bei Beförderung der Wagen durch Menschen ist ein Gefälle von 1 %, auf welchem die beladenen Wagen durch ihr eigenes Gewicht sich abwärts bewegen und durch Bremsen in ihrem Lauf leicht geregelt werden können, am vorteilhaftesten, weil auch das Zurückschieben der leeren Wagen wenig Mühe verursacht. Als Grenze der Steigung, auch für Lokomotivbetrieb, kann 1 : 30 angesehen werden.

Das Senken der Gleise geschieht bei Sand- und Kiesboden durch Abgrabung zwischen den Schwellen, wobei dann zum Schluß die unter den Schwellen stehen gebliebenen Sandpfeiler beseitigt werden. Bei schwerem Boden und bei Fels hebt man am besten neben dem Gleis einen Graben aus, in welchen es seitlich hinabgeschoben wird.

Die Anordnung der Ladegleise am Gewinnungsort richtet sich nach der Anzahl der Ladestellen, die um so geringer zu sein braucht, in je kürzerer Zeit die Wagen beladen werden können. Bei leicht zu gewinnendem Boden werden daher weniger Ladestellen nötig, mithin wird die Anlage eine einfachere sein können, als bei schwer zu lösendem Boden.

Die einfachste Anlage[28]) ergibt sich (s. Abb. 61), wenn ein Ladegleis AB an den Fuß der Abtragwand gelegt und mit dem Fortschreiten der Arbeiten allmählich seitlich

Abb. 61. Ladegleis mit Ausweichgleis.



verschoben wird. Bei Lokomotivbeförderung wird außerhalb des Ladeortes noch ein Ausweichgleis CD angeordnet. Steht ein beladener Arbeitszug bei AB, ein leerer in dem Ausweichgleis CD, so kann die Maschine den vollen Zug aus dem Einschnitt holen, ihn zwischen C und D setzen, den leeren unter Benutzung der Weichen D und C in den Einschnitt schieben, zurückkehren und den vollen Arbeitszug zum Abladeort schieben. Die im Einschnitt AB befindlichen Arbeiter benutzen die Zeit während des Verschiebens

[28]) »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, 4. Aufl. 1905, I. Teil, Bd. II, Kap. I., L. v. WILLMANN, Ausführung der Erd- und Felsarbeiten, S. 128.

der Züge zwischen den Weichen, um den Boden zu lösen und das Gleis in Ordnung zu halten. Solange der leere Wagenzug eingeschoben ist, wird er beladen, unterdessen kehrt die Lokomotive mit den geleerten Wagen zurück, und die Verschiebung der Züge beginnt in geschilderter Weise von neuem.

Bei Anordnung mehrerer Ladestellen (s. Abb. 62 u. 63) sind die Bewegungen der Maschine und der Züge ähnlich. Das Hauptgleis mit den Weichen bleibt möglichst lange unverändert liegen, während die Ladegleise eine der Erweiterung des Einschnitts entsprechende Verschiebung erfahren.

Abb. 62. Zwei Ladegleise mit Ausweichgleis.

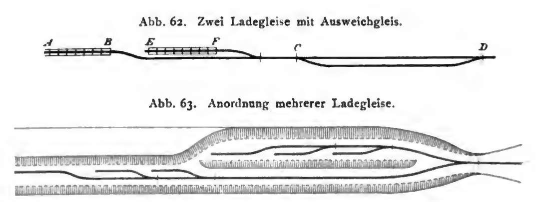
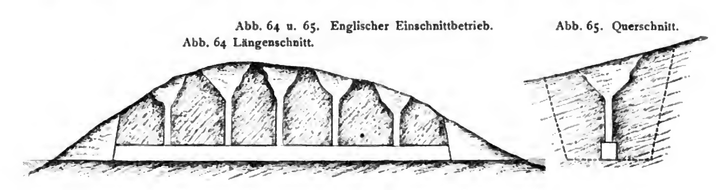


Abb. 63. Anordnung mehrerer Ladegleise.

Bezüglich der Anlage der Gleise bei Verwendung von Grabmaschinen ist auf S. 15 u. 18 zu verweisen, wo die Abb. 27 u. 33 Beispiele zeigen.

b) Englischer Einschnittbetrieb. Dieser zur Aushebung tiefer Einschnitte in weicheren Bodenarten zuerst in England angewendete Arbeitsbetrieb besteht darin, daß etwa in der Sohlenhöhe des herzustellenden Einschnitts ein Stollen von 2,3 m Breite und 2,6 m Höhe durch die Erderhebung getrieben wird (s. Abb. 64 u. 65), in welchem Erdwagen auf Schienengleisen sich bewegen können. Gleichzeitig werden in

Abb. 64 u. 65. Englischer Einschnittbetrieb. Abb. 64 Längenschnitt. Abb. 65. Querschnitt.



der Längenrichtung des Stollens von oben her in Abständen von 10 bis 15 m Schächte von etwa 1,5 qm Querschnitt abgeteuft, durch welche, unter trichterförmiger Erweiterung ihres oberen Endes, der Boden in die unten bereit stehenden Wagen gestürzt wird. Die Ausschachtung und Auszimmerung der Schächte und des Stollens erfolgt wie im Tunnelbau. Als Vorteile dieser Betriebsart werden hervorgehoben: die geringen Gewinnungs- und Ladekosten, die Erleichterung der Anlage der Fördergleise durch Vermeidung großer Gefälle, die Ersparnis an Weichen und Gleisen und die leichte Entwässerung durch den Sohlenstollen.

Bei großen Höhen der Schächte leiden allerdings die Erdwagen durch das Aufschlagen der Erdmassen, und die Herstellung der Schächte und des Stollens erfordert einen gewissen Aufwand. Dennoch hat sich ergeben, daß für zweigleisige Bahneinschnitte auch

sogar in mildem Gebirge dieser Betrieb schon bei 8 m tiefen Einschnitten mit Vorteil angewendet werden kann, und daß er bei 20 m Tiefe in jedem Felsboden, selbst für eingleisige Einschnitte, dem gewöhnlichen Betriebe gegenüber Ersparnisse erzielen läßt [29].

§ 11. Arbeitsbetrieb am Abladeort. Auftragsarbeiten. Dammschüttungen.

1. **Allgemeines.** Mit Ausnahme derjenigen Anschüttungen, die bloß zum Aussetzen überflüssiger Erde erforderlich werden, muß bei jeder zur Beschüttung größerer Flächen (Bahnhöfe), oder zu einer Dammbildung dienenden Anschüttung zunächst von der zu beschüttenden Erdoberfläche der Rasen oder die Ackerkrume abgehoben und zu späterer Verwendung für die Abdeckung der Böschungen zur Seite gesetzt werden. Kommt mit Buschwerk oder Bäumen bestandenes Gelände in Frage, so sind »Rodungsarbeiten« vorzunehmen, d. h. es ist das Gehölz abzuschlagen, und die Wurzeln sind auszugraben und zu entfernen, um spätere Versackungen der Anschüttung zu vermeiden und eine bessere Bindung des geschütteten Bodens mit der Erdoberfläche zu bewirken.

Hierfür kann man bei Vorhandensein von Sträuchern und dünnen Baumstämmen für den Ar = 100 qm etwa 3 bis 5 Tagewerke annehmen, so daß bei einem Lohnsatze von 2,50 M. das qm 8 bis 12 Pf. kostet. Bei Hochwald können für den Ar 5 bis 8 Tagewerke gerechnet werden, so daß das Ausroden von Hochwald 12 bis 20 Pf. für das qm kosten würde. Für das Ausroden einzelner Bäume kann man für das m Durchmesser in Brusthöhe 2 bis 3 Tagewerke oder 5 bis 7 M., für das Ausroden von Hecken 25 bis 50 Pf. f. d. lfd. m rechnen [30].

Bei seitwärts abhängenden oder talwärts geneigten Beschüttungsflächen muß außerdem die Oberfläche, namentlich wenn sie wasserundurchlässig ist, treppenförmig abgehoben werden (s. Abb. 66), damit kein Abrutschen des aufgetragenen Bodens stattfinden kann. Ist die zu beschüttende Fläche feucht und quellenreich, so muß vor Beginn der Anschüttung eine Entwässerung durch Sickerschlitze oder Drainröhren (s. § 17) erfolgen. Namentlich ist auf etwaige im Boden befindliche wasserundurchlässige Ton- oder Lehmschichten zu achten, da diese, vom durchsickernden Wasser aufgeweicht und schlüpfrig gemacht, leicht die Ursache zu Dammbewegungen und Rutschungen werden können (s. § 17), sobald durch das Gewicht der Anschüttung das Gleichgewicht der über ihnen lagernden Bodenmassen gestört wird.

Abb. 66. Treppenförmig aufgesetzter Damm mit Gegenbankett.



Bei Sumpf- und Moorboden wird bei geringer Tiefe vielfach zunächst der schlammige Boden ausgebaggert, um den Damm auf den unten befindlichen festen Boden aufzusetzen. Bei sehr flüssigem Moorboden geschieht die Ausbaggerung zwischen zwei parallelen, in der Dammrichtung geschütteten seitlichen Kiesdämmen, die das Zusammenfließen des Schlammes an den Baggerstellen verhindern, oder es wird der Damm selbst aus Steingeröll, Kies oder grobem Sand unmittelbar in den Sumpf geschüttet, so daß er den Moorboden verdrängt und auf den festen Untergrund zu stehen kommt. Liegt dieser aber sehr tief, und ist die Moordecke tragfähig genug, so muß sie sorgfältig vor Verletzungen gehütet werden, wenn der Damm einfach aufgeschüttet werden soll.

---

[29]) Vgl. »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, 4. Aufl. 1905, I. Teil, Bd. II, Kap. I, L. v. WILLMANN, Ausführung der Erd- und Felsarbeiten, S. 137.

[30]) Daselbst S. 20.

Außerdem wird man, um die Moordecke so wenig wie möglich zu belasten, den Damm in diesem Fall so niedrig wie möglich halten, ihn mit sehr schwachen Böschungen versehen, oder Bermen anbringen, damit die Breite des Dammes am Fuß möglichst groß wird und der Druck sich auf eine möglichst große Fläche verteilt. Ist die Moordecke nicht genügend tragfähig, so schlitzt man sie beiderseitig parallel zum Dammfuß in einiger Entfernung auf und versenkt die Moordecke gleichzeitig mit dem gleichmäßig und ganz allmählich in flachen Lagen mit gutem Boden (Sand, Kies usw.) anzuschüttenden Damm (vgl. auch § 17 unter 3).

2. Die Schüttung der Dämme. Je nach den örtlichen Verhältnissen, je nach dem zur Verfügung stehenden Schüttungsmaterial und den zu verwendenden Fördergefäßen kann die Schüttung der Dämme in verschiedener Weise erfolgen. Man unterscheidet:

a) Die Lagenschüttung.
b) Die Kopfschüttung.
c) Die Seitenschüttung.
d) Die Gerüstschüttung.

a) Die Lagenschüttung bildet die beste Herstellungsweise der Anschüttungen und Dammbauten, da die wagerecht oder angenähert wagerecht durchlaufenden Schichten keine Veranlassung zu Abrutschungen geben, und die unteren Schichten während der Anschüttung durch die höheren sowie durch das Befahren derselben zusammengedrückt und gedichtet werden, so daß eine besondere künstliche Dichtung durch Stampfen bei gutem Material in den meisten Fällen überflüssig wird. Dagegen sind Erdwalzen vielfach mit Vorteil zur Herstellung wasserdichter Dämme verwendet worden [31]. Bei unlöslichen Bodenarten (Sand, Kies usw.) kann durch Einwässerung der Schichten eine bessere Lagerung und damit eine Verringerung des Setzens der Dämme herbeigeführt werden. Die einzelnen Lagen sind je nach der Erdart 0,5 bis 1 m hoch anzunehmen.

Zur Ausführung der Lagenschüttung eignet sich am besten der Schiebkarrenbetrieb, besonders bei steil anzulegenden Förderbahnen (s. S. 38). Man beginnt mit der Anlage eines der Schichthöhe entsprechenden Walles am Dammfuß. Hat dieser eine gewisse Breite erreicht, so benutzt man ihn für die Karrbahn und schüttet seitwärts auf die ganze Dammbreite die Schicht durch, bis an der anderen Dammseite die zweite Lage mit einem neuen Wall begonnen wird. Kippkarren eignen sich für die Lagenschüttung weniger, während Schienengleise mit Seitenkippern anwendbar sind, wenn das Gefälle von der Entnahmestelle nicht zu groß ist, d. h. 1 : 30 nicht übersteigt.

In diesem Fall stellt man vom Auf- und Abtragswechsel aus, zunächst in geringer Höhe über dem Gelände, auf der Neigungsfläche 1 (s. Abb. 67) mit starkem Gefälle

Abb. 67. Lagenschüttung.



(1 : 30) ein langes, zur Aufstellung und Entleerung ganzer Wagenzüge genügendes Gleis her, verschiebt dieses seitlich mit dem Fortschreiten der Schüttung und ermäßigt durch

[31]) Basse, »Über Dichtung von Boden«. Zentralbl. d. Bauverw. 1884, S. 190; Ann. des ponts et chaussées 1893, II, S. 34.

allmähliche Hebung das Gefälle auf das für den Betrieb günstige Verhältnis, worauf die Schüttung in parallelen, wenn auch etwas nach vorn geneigten Schichten 4, 5, 6 usw. vorrückt. Hierbei ist es vorteilhaft, die Schüttung in möglichst hohen, immerhin aber den Eigenschaften des Materials anzupassenden Schichten auszuführen, da das Gleis sonst häufiger gehoben werden muß.

Die Gleise legt man bei Lokomotivbetrieb so an, daß die Lokomotive die Wagen zu den Abladestellen schiebt und auf geeignet angebrachten Ausweichplätzen ihre Stellung zu den Wagenzügen wechseln kann. Hat das Gelände in der Richtung des Dammes ein zu starkes Gefälle, so kann es vorteilhaft erscheinen, einen Seilbahnbetrieb (s. S. 19) anzuordnen.

Für die An- und Überschüttung von Bauwerken (Durchlässe, Brückenwiderlager usw.), die in der Dammlinie liegen, ist jedenfalls die Lagenschüttung in dünnen gleichmäßig aufgebrachten und gestampften Lagen anzuwenden, auch wenn der Damm selbst in anderer Art geschüttet ist. Um möglichst rasch über ein solches Bauwerk hinauszukommen und den Damm weiter schütten zu können, kann man über eine vorläufig gebildete Rampe *ab* (s. Abb. 68), welche zur Seite des Dammes angeschüttet oder in die Böschung

Abb. 68. Überschüttung eines Durchlasses.



eingeschnitten wird, die Erdwagen neben dem Bauwerk vorbeifahren und den auf der anderen Seite zur Hinterfüllung erforderlichen Boden bei *cd* abladen lassen. Während durch Handarbeit die Hinterfüllung des Durchlasses stattfindet, kann der Damm jenseits *d* in den untern Schichten weitergeschüttet werden, bis der Teil *bdef* fertig gestellt ist, und das Fördergleis über das Bauwerk gelegt werden kann.

Bei nachgiebigem Untergrunde darf das Bauwerk nicht früher überschüttet werden, als bis der Damm auf beiden Seiten die volle Höhe erreicht hat, und keine Senkung des Bodens mehr zu befürchten ist. Um ein Zusammenschieben der Fundamente zu verhindern, müssen in diesem Fall außerdem Erdgewölbe angewendet werden, oder man führt die Schüttung ganz durch und beginnt mit den Gründungsarbeiten und mit dem Aufbau des Bauwerks, den Verhältnissen entsprechend, erst, nachdem sich der Damm vollständig gesetzt hat, indem die den Platz des Bauwerks einnehmende Erde wieder entfernt wird.

b) Die Kopfschüttung. Diese Art der Anschüttung kommt hauptsächlich bei Eisenbahn- und Straßendämmen in Frage, und zwar wird in diesem Fall der Damm am besten gleich von der Übergangsstelle am Einschnitt in endgültiger Höhe und Breite geschüttet, indem die Schüttgefäße stets über die Vorderkante des vorschreitenden Kopfes ausgeleert werden. Dadurch entstehen zwar quer zur Anschüttung gerichtete, unter dem natürlichen Böschungswinkel geneigte Schüttflächen, die dem Damm ein weniger festes Gefüge geben, als die wagerechten oder nur wenig geneigten Schichten der Lagenschüttung. Bei gutem Schüttmaterial ist aber dennoch eine Dammbewegung oder ein Abrutschen nicht zu befürchten, weil die Bewegungsrichtung der Schichten mit der Dammrichtung zusammenfällt.

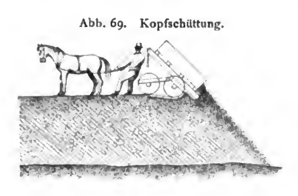
Die Anwendung von Schiebkarren ist bei der Kopfschüttung nicht zu empfehlen, weil die Kolonnen der seitwärts kippenden Karren, wegen der verhältnismäßig geringen Breite des Kopfes, nicht genügenden Raum finden. Kippkarren können als Vorder-

kipper Verwendung finden, da hierbei die Karrbahnen eine dauernd unveränderte Lage erhalten und nur stetig verlängert zu werden brauchen.

Pferdekippkarren müssen am Kopf der Schüttung gewendet werden, zu welchem Zweck ein Bohlenboden am Kopf angebracht wird, auf welchem je sieben Mann sich ablösen (s. S. 26), um das Wenden, Kippen und Zurückschieben der Karren, sowie das Verlegen des Bohlenbodens zu besorgen.

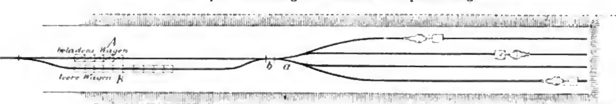
Bei Beförderung auf Schienengleisen verwendete man in England ausschließlich Vorderkipper, die am Ende der parallel zur Dammrichtung verlegten Schienengleise dadurch entladen wurden, daß die zum schnellen Trab angetriebenen Pferde, etwa 15 bis 20 m vom Vorkopf entfernt, losgekoppelt und zur Seite gezogen wurden, so daß der Wagen weiter rollte und am Schüttkopf, durch vorgelegte Schwellen plötzlich gehemmt, kippte (s. Abb. 69). Dann wurde das Pferd an die hintere Kette des Wagens gespannt und zog ihn durch die Weichen *a* und *b* (s. Abb. 70) zur leeren Wagenreihe *B* zurück, um aus der Reihe *A* der vollen Wagen einen neuen Wagen zum Schüttkopf zu fahren. Die beladenen und leeren Wagenzüge *A* und *B* werden durch eine Lokomotive ergänzt bzw. zur Gewinnungsstelle zurückgefahren.

Abb. 69. Kopfschüttung.



An Gleisen werden so viele erforderlich, als man Schüttstellen errichten will. Für einen Damm einer zweigleisigen Bahnstrecke genügen gewöhnlich vier Arbeitsgleise

Abb. 70. Anordnung der Gleise bei Kopfschüttung.

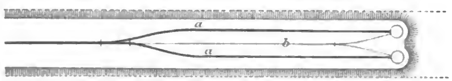


(s. Abb. 70). Ihre Länge wechselt mit dem Fortschritt der Arbeit, indem die Weichen *a* und *b* längere Zeit liegen bleiben und erst, wenn die Entfernung vom Schüttkopf zu groß wird, verlegt und näher gerückt werden.

Die Verwendung von Seitenkippern macht die Anordnung von Drehscheiben notwendig (s. Abb. 71), die, auf den Kopf der Schüttung gelegt, mit den Gleisen *a*



Abb. 71. Kopfschüttung mittels Seitenkippern und Drehscheiben.



für die vollen, mit dem Gleise *b* für die leeren Wagen verbunden werden können. Die vollen Wagen werden einzeln auf die Drehscheiben geschoben, um 90° gedreht, gekippt und, nachdem nach der Entleerung der Wagen die Drehscheibe auf das Gleis *b* eingestellt ist, leer zurückgefahren. Mit dem Vorrücken des Schüttkopfes müssen auch die Drehscheiben verschoben werden, was ziemlich viel Zeit beansprucht und Mühe

verursacht. Bei Anwendung einer Drehscheibe kann ein schmaler Damm mit Kopfschüttung geschüttet werden, dessen Verbreiterung durch Seitenschüttung (s. unter c) erfolgen kann, wodurch zu seiner Herstellung eine Vereinigung von Kopf- und Seitenschüttung notwendig wird.

Sehr hohe Dämme und besonders sehr breite Anschüttungen können unter Verbindung der Kopf- und Seitenschüttung in mehreren Stufen geschüttet werden, so daß gewissermaßen eine Vereinigung der Kopfschüttung mit der Lagenschüttung entsteht, nur sind meist die Schichten höher als bei letzterer.

Die An- und Überschüttung von Bauwerken geschieht bei der Kopfschüttung ähnlich wie auf S. 45 beschrieben, nur muß nicht allein an beiden Enden des Bauwerks, sondern auch in genügender Höhe über demselben die Anschüttung in dünnen Lagen ausgeführt werden, bevor mit der Kopfschüttung darüber fortgegangen werden kann.

c) Die Seitenschüttung, zu welcher bei Beförderung auf Schienengleisen stets Seitenkipper verwendet werden, hat beim Dammbau den Vorteil, daß man lange Wagenzüge gleichzeitig entladen kann, die Schienen nur seitlich zu verschieben braucht und infolgedessen ein rasches Fortschreiten der Anschüttung erzielt. Zur Verbreiterung schmaler Dämme, sowie zur Anschüttung eines zum Teil im Einschnitt liegenden Profils ist die Seitenschüttung unvermeidlich, kommt aber auch in Verbindung mit der Lagen- und Kopfschüttung (s. oben) in Betracht. Für hohe Dämme ist die Seitenschüttung im allgemeinen auszuschließen und kann auch bei Schichthöhen von mehr als 2,5 m nur mit gutem Schüttmaterial ausgeführt werden, da sonst leicht Abrutschungen entstehen.

d) Die Gerüstschüttung wird bei hohen Dämmen mit Vorderkippern, Seiten- oder Bodenkippern entweder von festen, sog. amerikanischen Gerüsten, oder von beweglichen Gerüsten aus vorgenommen.

α) *Die amerikanischen Gerüste* bestehen aus einfachen, aus Rundhölzern gezimmerten, bis etwas unter die Dammkrone reichenden, das Arbeitsgleis aufnehmenden Gerüsten, die entweder im Damm stecken bleiben, oder nachträglich herausgezogen werden. Für den letzteren Fall stellt man die Rundholzpfosten mit dem Gipfelende nach unten, so daß sie nach Beseitigung der Träger und Querhölzer mittels Winden herausgezogen und wieder verwendet werden können.

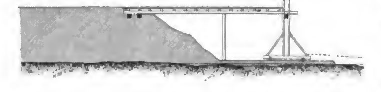
Das Steckenbleiben der Gerüsthölzer im Damm ist jedoch den Erfahrungen nach keineswegs, wie man früher annahm, schädlich. Der Damm soll im Gegenteil, besonders in der ersten Zeit, wo das Setzen der Dämme am meisten zu Befürchtungen Veranlassung gibt, durch das in ihm vorhandene Gerüst einen gewissen Halt und Zusammenhang erhalten. Für die Schüttungsarbeiten haben solche Gerüste den großen Vorteil, daß das Fördergleis vom Anfang bis zum Ende der Schüttung eine feste Lage hat und weder verschoben noch unterstopft zu werden braucht.

Die unteren Schichten des Dammes können bei dieser Schüttungsart bis zu einer gewissen Höhe in dünnen, abzugleichenden Lagen geschüttet werden. Man erhält dadurch die für die Standsicherheit des Dammes, besonders bei unzuverlässigem Material, so wünschenswerte wagerechte Lagerung, also eine der Lagenschüttung gleichartige Ausbildung. Von einer gewissen Höhe an rutscht allerdings die Erde auf den Seitenflächen ab und bildet nicht mehr wagerechte, sondern geneigte Lagen, ähnlich denjenigen, wie sie bei der Seitenschüttung entstehen.

β) *Die beweglichen Sturzgerüste* können für die Seitenschüttung und für die Kopfschüttung verwendet werden und bestehen aus einem beweglichen Bock (s. Abb. 72) und Längsträgern, die mit dem einen Ende auf ersterem, mit dem andern auf dem Schüttkopf aufruhen und die Fördergleise tragen. Mitunter erhalten sie noch in der

Mitte eine Unterstützung durch ein untergestelltes Joch. Der Arbeitsbetrieb wird in der Regel so angeordnet, daß auf das Gerüst so viele Seitenkipper gefahren werden, als Platz finden können, worauf sie seitlich entleert und dann zurückgezogen werden, um neuen beladenen Wagen Platz zu machen.

Abb. 72. Dammschüttung mit beweglichem Sturzgerüst.



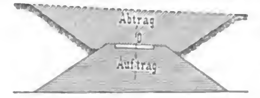
Seltener benutzt man das Gerüst, das in solchem Fall auch leichter gebaut sein kann, zur ausschließlichen Aufnahme leerer Wagen, indem nur am Vorkopf das Entleeren der für diesen Fall am besten als Vorderkipper ausgebildeten Wagen, also eine Kopfschüttung stattfindet. Ist das Gerüst mit leeren Wagen besetzt, so werden diese zurückgezogen, aus einer Weiche die vollen Wagen vorgeschoben, und das Entladen beginnt von neuem.

Ist auf die eine oder andere Art der Raum unter dem Gerüst vollgeschüttet, so wird dieses mittels Winden auf hölzernen Langschwellen oder Schienen vorgerückt. Zur Erleichterung dieser Arbeit ist der Rüstbock mit Rollen versehen; häufig werden auch die auf der Schüttung ruhenden Trägerenden auf Walzen gelegt. Infolge dieser sich öfters wiederholenden Nebenarbeiten ist die Leistung der Schüttung von solchen beweglichen Schüttgerüsten keine sehr große. Zur Erhöhung der Leistungsfähigkeit benutzt man häufig das Sturzgerüst nur zum Vortreiben des Dammes in geringer Breite (oben etwa 3 m) und schüttet ihn dann mittels Seitenschüttung an, was aber die unter c besprochenen Mißstände mit sich bringt.

Sturzgerüste mit zwei Gleisen werden schwerfällig und erschweren die Gleisanlage. Besser ist die Anordnung mehrerer eingleisiger Sturzgerüste nebeneinander, wenn dies die Breite des zu schüttenden Dammes gestattet [32]).

§ 12. Absteckungsarbeiten. Bildung der Erdkörper. Wie im III. Kapitel bei Besprechung der Vorarbeiten zum Eisenbahnbau näher beschrieben wird, gehen den Erdarbeiten im Straßen-, Eisenbahn- und Kanalbau geometrische Arbeiten voraus, die im Abstecken der Mittellinie, dem Einschlagen der Nummerpfähle und in der Aufnahme der in gewissen Abständen von 50 bis 100 m anzunehmenden, senkrecht zur auszubauenden Verkehrslinie gerichteten Querprofile des Geländes bestehen. Ferner ist durch die Art und Gattung der Straße, Eisenbahn oder Kanalanlage ihr »Normalprofil« durch die Breitenabmessungen und die Neigungen der Böschungen, bei ersteren noch durch das Quergefälle und durch die Gestalt der Seitengräben, sowohl für den Auftrag als für den Abtrag bestimmt.

Abb. 73. Normalprofile für Auf- u. Abtrag.



Denkt man sich nun ein solches Normalprofil, stets senkrecht zur Richtungslinie der Straße oder Eisenbahn bleibend, mit dem Mittelpunkte O (s. Abb. 73)[33]) in der in richtiger Höhenlage befindlichen Mittellinie fortgleiten, so entsteht der Erdkörper der betreffenden Straße oder Eisenbahn, und von dieser Vorstellung ausgehend, ist man imstande, mit Hilfe des Normalprofils und der festgelegten Mittellinie an jeder Stelle das Querprofil des Auftrages bzw. Abtrages abzustecken und damit die Gestalt des zu bildenden Erdkörpers zu finden.

[32]) Näheres s. »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, 4. Aufl. 1905, I. Teil, Bd. II, Kap. I, S. 145.

[33]) Die Abb. 73, 79 und 80 sind den vom Verf. beschriebenen Artikeln in OTTO LUEGERS »Lexikon der gesamten Technik« Bd. VI, S. 556, bzw. VII. Bd. S. 113, entnommen.

Zunächst müssen zur Absteckung, sowohl beim Abtrag als beim Auftrag, die Schnittpunkte A und B (s. Abb. 74 und 75) der Böschungslinien mit dem Gelände bestimmt werden, um die zur Absteckung erforderlichen Entfernungen OA und OB vom Mittelpunkt O zu erhalten. Da die Abb. 74 aus der Abb. 75 hervorgeht, indem diese um 180° gedreht wird, und umgekehrt, so gilt bei der gleichartigen Bezeichnung das Nachstehende für beide Abbildungen. In beiden können die Entfernungen OA und OB durch genaue Zeichnung oder durch Berechnung gefunden werden, indem aus den gegebenen Größen b, h, n, n_1 und n_2 die Größen h_1, h_2, m und m_1 und damit auch die Entfernungen OA und OB abzuleiten sind.

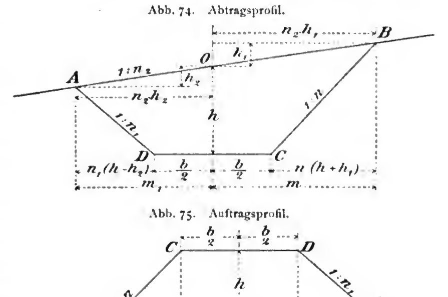


Abb. 74. Abtragsprofil.

Abb. 75. Auftragsprofil.

Durch Zeichnung werden die Punkte A und B sehr einfach erhalten, indem, wie die Abb. 74 und 75 zeigen, die Tiefe des Einschnitts bzw. die Höhe des Dammes, also die Größe h vom Mittelpunkt O lotrecht abwärts bzw. aufwärts, aufgetragen und am Endpunkte beidseitig $\frac{b}{2}$ wagerecht angetragen wird. Die an die Endpunkte von b in den Punkten C und D angetragenen Neigungslinien der Böschungen schneiden die Geländelinie unmittelbar in den gesuchten Punkten A und B, deren Entfernungen von O abgegriffen werden können.

Für die Berechnung ergibt sich aus den Abb. 74 und 75, daß

$$n_2 \cdot h_2 = n_1 (h - h_2) + \frac{b}{2},$$

woraus

$$h_2 = \frac{n_1 \cdot h + \frac{b}{2}}{n_2 + n_1} = \frac{b + 2 n_1 \cdot h}{2 (n_2 + n_1)} . \qquad (27$$

Ferner ist

$$m_1 = n_2 \cdot h_2 \qquad (28)$$

und

$$OA = \sqrt{m_1^2 + h_2^2}. \qquad (29)$$

Ebenso:

$$n_2 \cdot h_1 = n (h + h_1) + \frac{b}{2},$$

woraus

$$h_1 = \frac{n \cdot h + \frac{b}{2}}{n_2 - n} = \frac{b + 2 n \cdot h}{2 (n_2 - n)} . \qquad (30)$$

Endlich ist

$$m = n_2 \cdot h_1 \tag{31}$$

und

$$OB = \sqrt{m^2 + h_1^2}. \tag{32}$$

Wird $n_2 = \infty$, d. h. ist die Geländelinie wagerecht, so wird aus Gl. 27 und 30:

$$h_1 = h_2 = o$$

und

$$m_1 = OA = n_1 \cdot h + \frac{b}{2}, \tag{33}$$

sowie

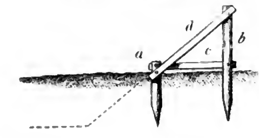
$$m = OB = n \cdot h + \frac{b}{2}. \tag{34}$$

Wird dabei ferner $n_1 = n$, so ist:

$$m_1 = m = OA = OB = n \cdot h + \frac{b}{2}. \tag{35}$$

Überträgt man die Punkte A und B eines jeden Querprofils auf das Gelände und verbindet sie entsprechend durch Furchen oder abgehobene Rasenstreifen, so erhält man die Schnittlinien der Böschungsebenen mit dem Gelände, so daß das abzutragende bzw. zu überschüttende Terrain als ein Streifen von der entsprechenden Breite überall zu erkennen ist. Außerhalb dieser Flächen sind dann die etwa bei den Aufträgen erforderlichen Seitengräben und andere Nebenanlagen, wie Einfriedigungen, Lagerplätze usw., anzuordnen.

Abb. 76. Lattenprofil.



Als Lehre für die Abgrabung wird für die Einschnittböschungen in den Punkten A und B ein Lattenprofil in Dreieckform aufgestellt (s. Abb. 76). Man schlägt hierfür einen Pfahl a am Böschungsrande, in der Profilebene einen zweiten b etwas weiter ab, verbindet beide durch eine wagerechte Latte c und bringt dann die Latte d so an, daß sie die Verlängerung der Böschungslinie des Profils bildet. Das Einrichten dieser Latte d kann sehr einfach mit

Abb. 77 u. 78. Absteckung von Böschungsneigungen.

Abb. 77 mittels Setzwage.

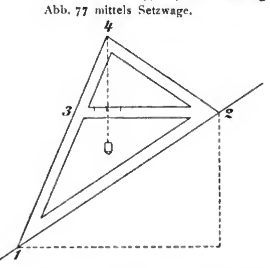
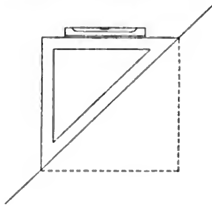


Abb. 78 mittels Setzlibelle.



Hilfe eines Dreiecks von der Form der Abb. 77 erfolgen, bei welchem ähnlich einer Setzwage auf der Querlatte 3--2 für verschiedene Stellungen des von der Ecke 4 herabhängenden Lotes die diesen entsprechenden Neigungen der Dreieckskante 1--2 durch

Teilstriche vermerkt sind. Wird nach Abb. 78 eine Libelle verwendet, so sind für verschiedene Böschungsneigungen auch verschiedene Dreiecke erforderlich.

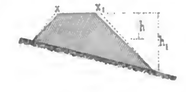
Bei Aufträgen wird zur Absteckung der Böschungen, solange die Dämme nicht hoch sind, das volle Profil mittels Latten hergestellt. Bei hohen Dämmen bezeichnet man die Höhe durch Stangen mit an ihnen befestigten wagerechten Latten, die man entweder innerhalb des Dammgeländes, oder, wenn sie hier leicht beschädigt werden könnten oder stören sollten, außerhalb desselben aufstellt. Am Böschungsfuß werden dann, ähnlich wie in Abb. 76, Lehren errichtet.

Werden die Dämme in vollem Profil »vor Kopf« geschüttet, so bezeichnet man außerdem zu beiden Seiten der Mittellinie durch Stangen die Breite der Dammkrone, wonach die auf dem Dammkopf beschäftigten Vorarbeiter die obere Schüttungskante festlegen, während wagerechte Latten an den mittleren oder seitlichen Stangen ihnen die Schüttungshöhe angeben. Mit Rücksicht auf das Setzen der Dämme müssen aber hierfür die nach Abb. 75 berechneten Maße um das sog. »Sackmaß« vergrößert werden. Dabei kann beim Anschütten in der Weise verfahren werden, daß entweder der Damm um das Sackmaß höher angeschüttet, oder bei Einhaltung der vorgeschriebenen Höhe um so viel breiter gemacht wird, daß ein späteres Nachhöhen möglich ist, ohne die profilmäßige Breite der Krone einzuschränken.

Abb. 79. Setzen der Dämme.



Abb. 80. Sackmaß der Dämme.



Während des Anschüttens der Dämme wird nämlich das locker geschüttete Material in den unteren Lagen sich um so mehr zusammenpressen, je höher die Anschüttung und je lockerer das Schüttmaterial ist. Dabei wird gleichzeitig die Böschung flacher und unter Umständen sogar hohl, während die Dammkrone sich erniedrigt. Diese kann durch nachträgliches Aufschütten zwar wieder auf die richtige Höhe gebracht werden, aber die Kronenbreite würde, wie Abb. 79 veranschaulicht, durch einfache Verlängerung der Böschungslinie zu schmal. Aus diesem Grunde müssen die Böschungen von vornherein steiler und wenn möglich nach außen ausgebaucht angelegt werden (s. Abb. 79). Für die anzunehmende Verbreiterung ist nach Abb. 76: $x = 0{,}07\,h$ und $x_1 = 0{,}07\,h + 0{,}02\,h_1$ zu machen[34]).

§ 13. Die Vollendungsarbeiten. Befestigung der Einschnitt- und Dammböschungen.

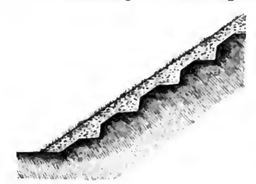
Nach Herstellung der Einschnitte und Dammschüttungen müssen zur Vollendung der Erdarbeiten die rauhen und unebenen Böschungsflächen geebnet und in geeigneter Weise befestigt werden, damit sie vom Regen nicht ausgewaschen oder von stehendem oder fließendem Wasser bei Überflutungen nicht abgeschwemmt werden können. Läßt die Bodenbeschaffenheit der Einschnittböschungen oder das Schüttmaterial der Dämme Rutschungen an den Böschungen befürchten, so sind Entwässerungen oder besondere Befestigungsmaßregeln erforderlich, die in den §§ 16 und 17 besprochen werden, während hier nur die unter gewöhnlichen Verhältnissen erforderlichen Vollendungs- und Befestigungsarbeiten erörtert werden sollen.

Was das Einebnen oder Planieren betrifft, so besteht dieses in der Beseitigung aller Unebenheiten, in der Herstellung der endgültigen Form und im Aufbringen einer für die Besamung und Berasung geeigneten Erdschicht von 10 bis 25 cm Stärke. Das Einebnen von Böschungen ohne Bekleidungs- und Befestigungsarbeiten erfordert bei

[34]) Vgl. Barkhausen, »Handb. d. Bauk.«, Abt. 3, Heft 4, Berlin 1892, S. 47. Eine ähnliche Regel gibt Winkler, »Vorträge über Eisenbahnb.« Heft V, S. 148; vgl. »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, 4. Aufl. 1905, Teil I, Bd. II, Kap. I, L. v. Willmann, Ausführung der Erd- und Felsarbeiten, S. 174.

leichten Bodenarten 1 bis 1,5 Tagewerke für den Ar, bei schwerem Boden 1,5 bis 3 Tagewerke. Bei Felsböschungen, wie sie in Einschnitten vorkommen, wird man die Bearbeitung auf das geringste Maß beschränken.

Abb. 81. Bekleidung von Tonböschungen.



Gewöhnlich wird zur Bekleidung die zur Seite gesetzte Humusschicht genommen, die den vom Einschnitt oder der Anschüttung beanspruchten Geländestreifen bedeckte. Diese wird in der geeigneten Stärke auf die Böschung aufgebracht und festgestampft. An Tonböschungen, auf welchen die aufgebrachte Humusschicht leicht abrutscht, da sie mit dem schlüpfrigen Ton keine feste Verbindung eingehen kann, schneidet man nach Abb. 81 [35]) Stufen in das Erdreich, an denen die lockere Abdeckschicht einen Halt findet. Die hierbei in Betracht kommenden Werkzeuge sind im wesentlichen: die Breithaue, die Schaufel, Schläger und Rechen. Mit den letzteren werden die für Besamung erforderlichen wagerechten Furchen hergestellt.

Als Kosten [36]) können für das qm gerechnet werden:

für das Gewinnen und seitliche Ablagern des Mutterbodens	0,02—0,03 Tagewerke
für das Einebnen der Böschung und für Bekleidung mit dem seitlich abgelagerten Boden	0,03—0,045 »
Zusammen	0,05—0,075 Tagewerke.

Zu einem Lohnsatz von 2,50 M. ergibt dies etwa 12 bis 18 Pf. für das qm. Bei hohen Dämmen ist für Flächen, die über 2 m hoch liegen, für je 2 m weitere Höhe für das qm Böschungsfläche 1 Pf. zuzurechnen.

Durch das Besamen wird die Böschung allmählich mit einer Rasendecke überzogen, deren Wurzeln eine Befestigung der Oberfläche bewirken, und die einen äußerst wirksamen Schutz, insbesondere gegen den Angriff durch Wasser, bietet. In gewissen Fällen hat sich eine Rasendecke sogar widerstandsfähiger als ein Steinpflaster gezeigt, das bei Überschwemmungen leichter aufgerissen werden kann. Nur darf Rasen nicht lange unter Wasser bleiben, weil alsdann das Wachstum des Grases geschädigt wird; er ist also in allen den Fällen als Böschungsbefestigung nicht anwendbar, wo lang andauernde Überschwemmungen zu erwarten sind. Zur Besamung verwendet man am besten eine Mischung von Gras-, Klee- und Hafersamen. Als Kosten können für den Ar 1 bis zu 1,50 M. angenommen werden.

Statt der Besamung wird vielfach das Bekleiden der Böschung mit gleichmäßig ausgestochenen Rasenziegeln gewählt, weil durch diese die Befestigung der Oberfläche rascher erfolgt. Zum Schneiden der Rasenziegel bedient man sich der »Rasen-« oder »Wasenmesser« und der Rasenschaufel. Erstere sind kräftige Messer, die an einem etwa 1 m langen Stil befestigt sind, der am unteren Ende ein Rädchen besitzt, das zur Führung dient und gleichzeitig das zu tiefe Eindringen des Messers verhindert. Die Rasenfläche, welcher die Rasenziegel entnommen werden, wird nach zwei senkrecht zu-

[35]) Die Abb. 81, 82, 89, 91, 94—100, 108, 111 u. 112 sind dem »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, 3. Aufl. 1897, Bd. I, Abt. 2, Kap. IV, bearb. v. Baudirektor Gustav Meyer, entnommen.

[36]) »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, 4. Aufl. 1905, I. Teil, Bd. II, Kap. I, L. v. Willmann, Ausführung der Erd- und Felsarbeiten, S. 19 u. 165.

einander stehenden Richtungen in Streifen von 15 bis 20, bzw. 30 bis 40 cm Breite zerschnitten, und die so gebildeten Rasenziegel in einer Stärke von 7 cm mit der Rasenschaufel herausgehoben. Als Ersatz des Rasenmessers kann der Rasenpflug dienen, mit dem die Arbeit zwar rascher auszuführen ist, der aber unregelmäßigere Rasenstücke liefert.

Bis zu ihrer Verwendung werden die Rasenziegel längs dem im Bau begriffenen Verkehrsweg in Haufen aufgestapelt, die jedoch nicht länger als 3 bis 4 Wochen lagern dürfen, da der Rasen sonst verfault und nur als Humuserde zu verwenden ist. Die Aufstapelung geschieht in der Weise, daß die unterste Schicht mit der Grasnarbe nach unten und die folgenden Schichten so gelegt werden, daß immer eine Grasfläche an eine Wurzelfläche zu liegen kommt. Auch müssen die Haufen bei trockenem Wetter häufig begossen werden.

Als Unterlage für den Rasen wird auf der Böschung, ebenso wie bei der Besamung, eine hier allerdings dünne, etwa 10 cm starke Schicht guter Erde ausgebreitet. Auf diese kann der Rasen entweder als Flachrasen oder als Kopfrasen verlegt werden.

Der Flachrasen braucht bei flachen Böschungen nur fest angedrückt oder gestampft zu werden, wobei die Fugen sorgfältig mit guter Erde auszufüllen sind. Hat die Böschung eine steilere Neigung als 1 : 2, so müssen die Rasenstücke, um ein Abrutschen zu verhindern, mit hölzernen Pflöcken befestigt werden. Wird die Grasnarbe nach außen gelegt, so stirbt das Gras leicht ab, legt man dagegen die Rasennarbe nach unten, so dauert es allerdings länger, bis die Böschung sich begrünt, aber die Grasbildung aus den Wurzeln ist eine zuverlässigere.

Die Kopfrasen-Abdeckung wird hergestellt, indem die Rasenziegel, ähnlich dem Läuferverband einer Backsteinmauer, der Böschungsneigung entsprechend, in wagerechten Lagen als Rollschichten stufenförmig so übereinander geschichtet werden, daß Grasnarbe auf Grasnarbe und Erde auf Erde zu liegen kommt, und die vorstehenden Kanten mit dem Spaten abgestochen werden. Übrigens können die Schichten auch mit nach der Böschung zu geneigten Lagerflächen in sonst wagerechter Schichtung verlegt werden, nur muß die unterste Schicht eine entsprechende Abstützung erhalten. Eine Verpflockung findet hier nicht statt. Das Ganze bildet eine Art Pflaster und wird, namentlich am Fuße höherer Dämme, der Abdeckung mit Flachrasen vorgezogen.

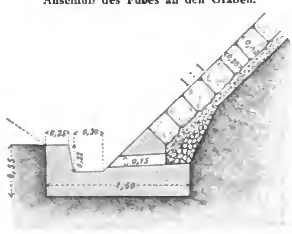
Die Bepflanzung der Böschungen mit Büschen und Bäumen hat den Nachteil, daß das Tagewasser zu lange auf der Böschung aufgehalten wird, dadurch stets in das Innere des Dammes auf eine gewisse Tiefe eindringt und ihn feucht erhält, was Setzungen und stete Veränderungen des Dammes bewirken kann. Nur in trockenen und warmen Gegenden kann daher eine Bepflanzung der Böschungen in Aussicht genommen werden.

Sind regelmäßig wiederkehrende, lang andauernde Überflutungen zu erwarten, so ist die Befestigung der Böschungen durch Pflasterung vorzusehen, wobei der Fuß des Dammes durch einen Steinwurf geschützt werden muß, wenn die Gefahr des Unterspülens vorhanden ist (s. Abb. 83). Bei Einschnittböschungen wird in Gebirgsgegenden, wo Humuserde oder Mutterboden schwer zu beschaffen, dagegen Steinmaterial genügend vorhanden ist, ebenfalls häufig die Böschungsbefestigung, statt durch Besamung oder Berasung, durch eine Abpflasterung vorgenommen, bei welcher die Böschung steiler, etwa 1 : 1, angenommen werden kann, aber eine richtige Abstützung am Fuß der Böschung von besonderer Wichtigkeit ist. Namentlich in feuchten Einschnitten wird die Grabenbegrenzung in Mauerwerk auszuführen sein (s. Abb. 82).

Die Verwendung von Mörtel bei der Abpflasterung ist nicht zu empfehlen, weil selbst durch kleine Bewegungen in der Pflasterunterlage die Mörtelbänder Risse erhalten,

und die Fugen demnach doch mit der Zeit die Eigenschaften offener Fugen annehmen werden. Es genügt also das Pflaster als eine Art Trockenmauerwerk auszuführen, dessen Unterbettung aber infolge der wasserdurchlässigen Fugen aus einem Material bestehen muß, das vom Wasser weder aufgelöst noch erweicht werden kann, dem Wasser ein rasches Durchsickern gestattet und dadurch bald austrocknet. Humuserde, Ton und Verwitterungserzeugnisse jeder Art sind daher für die Unterbettung auszuschließen. Als bestes Material kann Quarzsand gelten, solange man es nicht mit fließendem oder bewegtem Wasser zu tun hat. Als Stärke einer solchen Sandbettung kann die Tiefe gelten, bis zu welcher der Frost eindringt; denn, wenn das von der Unterbettung aufgesogene Wasser friert, vergrößert es als Eis seinen Rauminhalt und hebt die darüber befindliche Pflasterdecke. Tritt Tauwetter ein, so entstehen durch das Schmelzen des Eises Hohlräume, in welche die Pflastersteine ungleichmäßig einsinken. Auf diese Weise würde daher die Pflasterdecke in kurzer Zeit zerstört und böte der Böschung nicht mehr den erforderlichen Schutz. In gemäßigtem Klima wird eine Unterbettungsstärke von 60 bis 70 cm genügen.

Abb. 82. Pflasterung einer Einschnittböschung und Anschluß des Fußes an den Graben.



Wo das Pflaster, wenn auch nur zeitweise, strömendem Wasser ausgesetzt ist, darf unmittelbar unter demselben nur grober Kies oder Steinschlag und kein Sand verwendet werden, da die kleinen Sandkörner leicht vom Wasser zu den Fugen hinausgespült werden können. Für die Herstellung von Trockenmauerwerk aus Bruchsteinen in gutem Verbande kann man je nach der Beschaffenheit der Steine und der Arbeit für das cbm $^3/_4$ bis 1,5 Tagewerke rechnen.

Die Abb. 83 [37]) zeigt einen Damm, dessen Böschungen, den verschiedenen Anforderungen entsprechend, mit den in diesem Paragraphen besprochenen Befestigungsmitteln

Abb. 83. Verschiedenartige Böschungsbefestigungen.

versehen wurden. Mit der einen Seite hart am Ufer liegend, wurde der Fuß mit einer starken Steinpackung mit Abpflasterung bis zu der etwas über Mittelwasserhöhe liegenden Berme befestigt. Dieser Steinpackung ist noch ein Steinwurf vorgelegt, dessen Steine, ganz unregelmäßig eingeworfen, in der Höhe des Niederwasserstandes ebenfalls eine Berme bilden, die, bei etwaigem Nachrollen der Steine, nach jedem Hochwasser wieder herzustellen ist.

[37]) Die Abb. 83, 92 u. 102—107 sind nach dem »Erdbau« von CULMANN hergestellt.

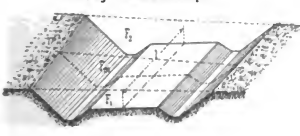
Von der zweiten Berme an erscheint die Böschung bis etwa 0,6 m über dem höchsten Hochwasser abgepflastert, um dem Angriff desselben wiederstehen zu können. Hier könnte die Krone des Dammes liegen. Muß der Damm aber aus anderen Gründen höher hinaufgeführt werden, so genügt es, seine Böschung im oberen Teil, wie angegeben, einzuebnen und zu besamen. Auf der Rückseite, wo der Damm, selbst wenn er durchlässig wäre, und das Hochwasser sich in gewisser Höhe hinter ihm einstellen könnte, jedenfalls nicht fließendem Wasser ausgesetzt ist, genügt für den oberen Teil eine Abdeckung mit Flachrasen, während der Fuß durch Kopfrasen genügend geschützt erscheint.

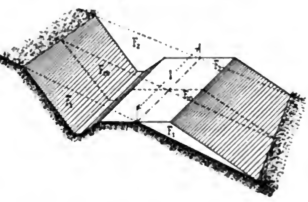
§ 14. Berechnung der hergestellten Erdkörper. Während das »Massennivellement«, d. h. die vorläufige »Erdmassenberechnung und -verteilung«, zu den Vorarbeiten eines Kanal-, Straßen- und Eisenbahnentwurfs (s. III. Kap. »Eisenbahnbau«) gehört, ist die Berechnung der hergestellten Erdkörper zum Erdbau selbst zu zählen, da bei der Abnahme der fertigen Arbeiten nach der Größe des Kubikinhaltes der wirklich ausgeführten Einschnitt- und Auftragsarbeiten abgerechnet und bezahlt wird, und die Größe dieser Erdkörper daher festzustellen und zu berechnen ist.

Abb. 84. Auftragkörper.

Hierbei handelt es sich stets um Damm- oder Einschnittkörper, die zwischen zwei, in bestimmten Abständen senkrecht zur Achse des betreffenden Verkehrsweges angeordneten, lotrechten Querprofilebenen F_1 und F_2 (s. Abb. 84—86) liegen und die sich, wie diese Abbildungen zeigen, in Prismen, Pyramiden, Keilstücke usw. zerlegen und als solche berechnen lassen.

Bei dem Dammteil in Abb. 84 besteht z. B. der Auftragkörper aus zwei abgestumpften Pyramiden (*abcdef* und *gikmnp*) und einem prismatoidischen Mittelkörper (*abigdepn*). Auf der rechten Seite ist die abgestumpfte Pyramide *abcdef* punktiert zur vollen Pyramide *oabc* ergänzt. In ähnlicher Weise lassen sich bei dem Abtrag- oder Einschnittkörper der Abb. 85 an den beiden Seiten abgestumpfte Pyramiden, unter


Abb. 85. Einschnittkörper.


Abb. 86. Abtrag- und Auftragkörper.

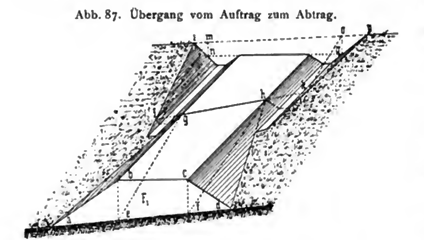
Berücksichtigung der Grabenvertiefung je ein fünfseitiges Prisma und ein größeres mittleres Prisma herausschneiden.

Auch wenn, wie in Abb. 86, ein Straßenkörper zum Teil in das Gelände einschneidet, zum anderen Teil aus einer Anschüttung besteht, kann der aufzuschüttende Teil als dreiseitiges Prisma bzw. als abgestumpfte Pyramide, der einzuschneidende, nach ent-

sprechender Zerlegung, als eine Zusammenstellung pyramidenförmiger und prismatischer Körper angesehen werden.

Endlich kann an einer Übergangsstelle des Auftrages zum Abtrage bis zur sog. »Auskeilungslinie« *gh*, wie Abb. 87 zeigt, der Auftrag sowie der Abtrag eine gesonderte Zerlegung finden. Man erhält für den Auftrag die beiden Pyramiden *abeg* und *cfdh* und das Keilstück *bcefgh*. Der Abtrag zerlegt sich in das Keilstück *mnoqik*, die beiden Pyramiden *lmni* und *opqk*, sowie die beiderseitigen den Grabenaushub bildenden vierseitigen Prismatoide.

Abb. 87. Übergang vom Auftrag zum Abtrag.



In dieser etwas mühsamen Weise geschieht jedoch die Ausrechnung in den seltensten Fällen. Gewöhnlich begnügt man sich damit, bei einfachen Auf- und Abtragskörpern, wie sie die Abb. 84 und 85 zeigen, die zwischen den Hauptprofilen F_1 und F_2 befindliche Erdmasse aus der mittleren Fläche F_m oder aus dem arithmetischen Mittel der beiden Endflächen $\frac{F_1 + F_2}{2}$ und dem Abstande l der beiden Profilflächen zu berechnen, so daß

$$K = l \cdot F_m, \tag{36}$$

oder

$$K = \frac{F_1 + F_2}{2} l \text{ ist.} \tag{36a}$$

Diese in der Praxis allgemein übliche Berechnungsweise wird die »mittlere Profilrechnung« genannt. Auch auf Erdkörper, die zum Teil als Einschnitt, zum Teil als Auftrag gebildet sind (s. Abb. 86), kann die Formel 36 Anwendung finden, nur muß der Abtrag und Auftrag gesondert berechnet und berücksichtigt werden. Ebenso ist an der Übergangsstelle vom Auftrag zum Abtrag (s. Abb. 87) zu beachten, daß an der Auskeilungslinie *gh* der Querschnitt des Auftrages gleich Null, also der Kubikinhalt nach Formel 36a zu $K_a = \frac{F_1 \cdot l_1}{2}$ wird. Ähnlich verhält es sich mit dem Kubikinhalt des Abtrags $K_b = \frac{F_2 \cdot l_2}{2}$, und beide sind streng zu sondern, da sich sonst beträchtliche Fehler einstellen würden.

Die Flächeninhalte der Querprofile können einfach auf rechnerischem oder zeichnerischem (graphischem) Wege[38]) oder mit Hilfe von Tabellen[38]) oder mittels des Profil- oder Flächenmaßstabs[38]), auch durch Umfahren mit dem Planimeter ermittelt werden. Die Profilnummern, den Abstand der Profile, ihren Flächeninhalt, den Kubikinhalt der zwischen zwei aufeinander folgenden Profilen befindlichen Erdmasse usw. trägt man am übersichtlichsten in einer Tabelle zusammen, deren Kopf wie nachstehend angenommen werden kann.

[38]) S. »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, 4. Aufl. 1904, I. Teil, Bd. I, Kap. I, Oberschulte, Vorarbeiten für Eisenbahnen und Straßen, S. 157 ff.

Tab. II. Berechnung hergestellter Erdkörper.

Nummern der Profile		Inhalt in qm der Profile		Abstand l der Profile	Kubikinhalt in cbm $K = \frac{F_1 + F_2}{2} l$		Bemerkungen
F_1	F_2	F_1	F_2	in m	Abtrag	Auftrag	
0	1	0	26	50	—	650	
1	2	26	43	50	—	1725	
2	3	43	32	50	—	1875	
				usw.			

Diese Tabelle könnte auch noch dahin erweitert werden, daß die Abmessungen der Hauptprofile, die Flächeninhalte der mittleren Profile, die Neigung der Böschungen usw. Aufnahme finden, was namentlich für die Nachrechnung und Prüfung von Vorteil ist: hier wurde jedoch die einfachere Form gewählt, weil sie übersichtlicher ist und den Zweck besser veranschaulicht.

Die »mittlere Profilrechnung« ist nicht sehr genau. Richtigere Ergebnisse erhält man, wenn nach WINKLER[39]) für die Erdkörper die Form von Prismatoiden angenommen wird, als deren Inhalt sich bei gleicher Bezeichnungsweise wie oben:

$$K = \frac{l}{6}(F_1 + 4\,F_m + F_2) \tag{37}$$

ergibt, wobei F_m die richtige mittlere Fläche bedeutet.

Führt man die Höhen h_1 und h_2 (s. Abb. 84), die Kronenbreite b und das Böschungsverhältnis n ein, so ist für wagerechte Begrenzung der Querprofile durch die Geländelinie:

$$F_1 = b \cdot h_1 + n \cdot h_1^2;\; F_2 = b \cdot h_2 + n \cdot h_2^2;\; F_m = \frac{b(h_1 + h_2)}{2} + \frac{n(h_1 + h_2)^2}{4}.$$

Diese Werte in Gleichung 37 eingesetzt, ergeben:

$$K = \frac{l}{6}[3b \cdot h_1 + 3b \cdot h_2 + 2n(h_1^2 + h_2^2 + h_1 \cdot h_2)]. \tag{38}$$

Durch Einfügung der an sich Null darstellenden Summe $n \cdot h_1^2 - n \cdot h_1^2 + n \cdot h_2^2 - n \cdot h_2^2$ in die Klammer wird:

$$K = \frac{l}{6}[3(b \cdot h_1 + n \cdot h_1^2) + 3(b \cdot h_2 + n \cdot h_2^2) - n(h_1 - h_2)^2],$$

d. h.

$$K = \frac{l(F_1 + F_2)}{2} - \frac{n \cdot l}{6}(h_1 - h_2)^2. \tag{39}$$

Die Formel zeigt, daß man durch Formel 36a einen um $\frac{n \cdot l}{6}(h_1 - h_2)^2$ zu großen Wert erhält, wenn das arithmetische Mittel aus den Flächen F_1 und F_2 zur Berechnung benutzt wird. Verwendet man dagegen die richtige mittlere Fläche F_m zur Berechnung, so ergibt Formel 38 nach Einfügung der Größe $n \cdot h_1 \cdot h_2 - n \cdot h_1 \cdot h_2$ in die Klammer:

$$K = l\left[\frac{b(h_1 + h_2)}{2} + \frac{n(h_1 + h_2)^2}{4} + \frac{n}{12}(h_1 - h_2)^2\right],$$

d. h.

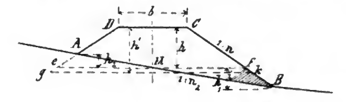
$$K = l \cdot F_m + \frac{n \cdot l}{12}(h_1 - h_2)^2, \tag{40}$$

[39]) WINKLER, »Vorträge über Eisenbahnbau«, 3. Aufl., Heft 5. Prag 1877. S. 71.

wodurch nachgewiesen ist, daß auch bei Benutzung der richtigen mittleren Flächen F_m durch die Formel 36 gegenüber der Formel 37 ein Fehler begangen wird, und zwar erhält man eine um $\frac{n \cdot l}{12}(h_1 - h_2)^2$ zu kleine Erdmasse.

Wird die Flächenrechnung der Querprofile mit Hilfe der Höhen h_1 und h_2 vorgenommen, so ist noch zu berücksichtigen, daß bei geneigter Lage der Geländelinie AB (s. Abb. 88) sich für die betreffende Fläche ein Fehler ergibt, der in Abb. 88 durch das schraffierte Dreieck ifB dargestellt und auch in Abb. 84 in gleicher Weise kenntlich gemacht wurde. Es müßte also z. B. für das Auftragprofil in Abb. 88 die Höhe h etwas größer gleich h' angenommen werden, wobei die durch h' bestimmte Lage von gk so zu bestimmen ist, daß der Trapezinhalt $efgk$ gleich dem Dreieckinhalt ifB wird.

Abb. 88. Fehlerdreieck bei Berechnung des Querprofils.



Sind h_1, die Kronenbreite b und die Böschungsverhältnisse n und n_2 gegeben, so kann die Höhe x des Trapezes $efgk$ berechnet werden.

Nach Abb. 88 ist $\Delta ifB = \Delta MfB - \Delta Mfi$, oder da $\Delta Mfi = \Delta MAe$, so ist:

$$\Delta ifB = \Delta MfB - \Delta MAe,$$

folglich:

$$\text{Trapez } efgk = \Delta MfB - \Delta MAe,$$

$$\Delta MfB = \left(\frac{b}{2} + n \cdot h\right)\frac{h_1}{2}; \quad \Delta MAe = \left(\frac{b}{2} + n \cdot h\right)\frac{h_2}{2},$$

$$\text{Trapez } efgk = (b + 2n \cdot h)x + n \cdot x^2,$$

$$n \cdot x^2 + (b + 2n \cdot h)x = \tfrac{1}{4}(b + 2n \cdot h)(h_1 - h_2).$$

Mithin:

$$x = -\frac{b + 2n \cdot h}{2n} \pm \sqrt{\frac{(b + 2n \cdot h)^2}{4n^2} + \frac{1}{4n}(b + 2n \cdot h)(h_1 - h_2)},$$

oder:

$$x = \frac{b + 2n \cdot h}{2n}\left(\sqrt{\frac{b + 2n \cdot h + n(h_1 - h_2)}{b + 2n \cdot h}} - 1\right). \tag{41}$$

Hierin sind h_1 und h_2 aus den Formeln 27 und 30 S. 49 zu bestimmen:

$$h_1 = \frac{b + 2n \cdot h}{2(n_2 - n)}; \quad h_2 = \frac{b + 2n_1 \cdot h}{2(n_2 + n_1)} = \frac{b + 2n \cdot h}{2(n_2 + n)}, \text{ da } n_1 = n.$$

Damit ist $h' = h + x$ gefunden. Für $h_1 = h_2 = 0$ wird in Formel 41 die Größe $x = 0$, d. h. die Geländebegrenzungslinie wird wagerecht, und es kommen die Formeln 37 bzw. 39 und 40 (S. 57) unmittelbar zur Geltung.

B. Erdrutschungen. Unterhaltungs- und Wiederherstellungsarbeiten.

§ 15. Ursachen der Rutschungen. Sobald der Zusammenhang lagernder Erdteilchen durch irgendeine Ursache gelockert wird, sobald ferner diese Erdteilchen ihrer Unterlage auf irgendeine Weise beraubt werden, beginnen sie, durch ihr Gewicht der Schwerkraft folgend, sich abwärts zu bewegen, bis sie eine neue Unterstützung gefunden

haben. Diese an der Erdoberfläche überall zu beobachtende, sie stets umbildende und im Erdbau eine wichtige Rolle spielende Erscheinung bezeichnet man mit dem Wort: »Erdrutschung« oder schlechtweg »Rutschung«.

Als Ursache der Verschiebungen und Bewegungen natürlich gelagerter oder künstlich aufgeschütteter Erdmassen ist außer vulkanischen Einflüssen stets die Einwirkung des Wassers anzusehen, das, in ewigem Kreislauf begriffen, in gasförmigem Zustand als Dunst aufsteigt, als Regen und Schnee niederfällt, teils wieder verdampft, teils, die Erdoberfläche auswaschend und abspülend, oberirdisch den Wasserläufen zuströmt, um bei geringerer Geschwindigkeit die mitgeführten erdigen Bestandteile wieder abzusetzen, teils in die Erde eindringt und in Spalten, Höhlen und Becken sich sammelt oder unterirdisch auf undurchlässigen geneigten Schichten weiterfließt, um gleichzeitig mit diesen als sprudelnde Quelle zutage zu treten.

Überall auf seinem Wege wirkt das Wasser erweichend, auflösend oder zersetzend und wird darin durch die chemische Einwirkung der in der Luft enthaltenen oder auf seinem unterirdischen Wege sonst angetroffenen Gase, namentlich des Sauerstoffs und der Kohlensäure, unterstützt. Durch die Verwandlung in Eis vergrößert das Wasser seinen Rauminhalt und ist dadurch imstande, sogar Felsen, die der unmittelbaren Abspülung widerstehen, abzusprengen und zu zerstören.

Dieser Tätigkeit des Wassers erwachsen nicht nur die Veränderungen der von Menschenhand unberührten Erdoberfläche, sondern auch die Abspülungen, Abwaschungen, Erweichungen und Rutschuugen der künstlich hergestellten Einschnitte und Aufschüttungen, und ihre erfolgreiche Bekämpfung und Verhinderung beruht auf der richtigen Erkenntnis der jedesmaligen Ursache dieser Erdbewegungen, in der richtigen Auswahl der Mittel ihnen entgegenzuwirken, und in allen Fällen auf der rechtzeitigen und raschen Ableitung und Entfernung des die Zerstörungen bewirkenden Wassers.

Dabei handelt es sich stets um die Erhaltung oder Herstellung eines Gleichgewichtszustandes der Erdmassen. Der Gleichgewichtszustand wird erhalten bleiben, solange Kohäsion und Reibung innerhalb der Erdmasse groß genug sind, um einer durch die Schwerkraft bedingten Verschiebung der Erdteilchen oder ganzer zusammenhängender Erdkörper entgegenzuwirken. Wird dagegen durch die Einwirkung des Wassers die Kohäsion, d. h. der innige Zusammenhang der Erdteilchen, gelockert, wird ferner eine geneigt liegende Erdschicht durch Aufweichen schlammig und schlüpfrig gemacht, und dadurch die Reibung der Erdteilchen auf und in ihr aufgehoben, so wird, je nach dem Grade dieser Auflockerung bzw. Erweichung, eine langsamere oder raschere Bewegung innerhalb der Erdmassen eintreten, bis sie durch entsprechende Lagerung wieder einen neuen Gleichgewichtszustand erreichen.

Die Kohäsion und Reibung sind, wie bereits im § 3 S. 11 erörtert wurde, von wesentlichem Einfluß auf die Bildung der natürlichen Böschung, also auf den Ruhezustand in der Lagerung der Erdarten, und wenn auch bei fast allen Erdarten die ihnen eigene Kohäsion und Reibung durch die Einwirkung des Wassers und der Luft sich stetig verändern, so werden die kohäsionsloseren Sande in ihrem Reibungswiderstande durch Feuchtigkeit wenig beeinflußt, während die tonhaltigen Erden, deren Kohäsion oft einen hohen Grad erreicht, und die in trockenem Zustande, selbst bei lose übereinander gelagerten Teilen, einer Verschiebung einen nicht unerheblichen Widerstand entgegensetzen, in feuchtem Zustande breiartig und schlüpfrig werden und einen bedeutend verringerten Reibungswiderstand zeigen.

Im allgemeinen werden unter sonstigen ungünstigen Umständen alle das Wasser aufnehmenden und festhaltenden Erdarten, zu denen besonders die tonhaltigen gehören, zu Rutschungen Veranlassung geben, wenn sie nicht trocken erhalten werden können,

während die durchlässigen Sande meist nur in ihrer Oberfläche gegen das Fortschwemmen der einzelnen Sandteilchen zu schützen sind.

Die im Erdbau zu beachtenden Rutschungen zeigen sich:

1. als Zerstörungen an den Böschungen der Einschnitte und Dämme durch Abwaschungen an der Oberfläche oder durch Aufweichungen;
2. als Bewegungen im Innern der Aufschüttungen infolge schlechter Beschaffenheit des Schüttmaterials oder durch Seitenschüttung (s. S. 46) zu steil angeschütteter Schichten;
3. als Bewegungen des angeschnittenen oder beschütteten Geländes auf vorhandenen Gleitflächen oder durch Nachgiebigkeit des Untergrundes infolge von Gleichgewichtsstörungen.

Während sämtliche drei Punkte bei den Aufschüttungen und Dämmen in Betracht kommen können, beziehen sich auf die Einschnitte nur die Punkte 1 und 3, und auch diese zeigen gegenüber den Rutschungen bei Dämmen einige Verschiedenheiten in ihrem Auftreten und in den Maßnahmen zu ihrer Verhinderung, sowie fur die Wiederherstellungsarbeiten, so daß in den folgenden Paragraphen die Einschnitt- und Dammrutschungen gesondert behandelt werden sollen.

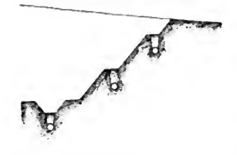
§ 16. Die Rutschungen an Einschnitten und ihre Verhinderung.

I. Rutschungen an Einschnittböschungen. Bei Einschnitten ist man gezwungen, diejenigen Erdarten und geologischen Schichtungen, die man gerade vorfindet, an den Böschungen belassen zu müssen und den vorhandenen Verhältnissen entsprechend Vorkehrungen zu treffen, um etwaigen Rutschungen vorzubeugen. Es kann dies im wesentlichen durch Anordnung entsprechend flacher Böschungen, durch geeignete Befestigung derselben, durch Abfangen des Tagwassers, durch Anlegung von Sickerkanälen und Röhrendrainierungen, sowie durch Futtermauern geschehen.

a) Böschungsneigung und Bermen. Über die Böschungsneigungen und über das Verhalten der verschiedenen Erdarten an den Einschnittböschungen ist bereits im § 3 unter c, S. 11, das Erforderliche gesagt worden. Je steiler eine Böschung angenommen werden kann, um so rascher wird zwar das Regenwasser abfließen und infolgedessen weniger tief eindringen und weniger aufweichend wirken können, aber um so mehr werden bei zunehmender Tiefe des Einschnitts die einzelnen Wasserfäden, durch ihre stets sich vergrößernde Geschwindigkeit, das Bestreben haben, Erdteilchen mitzureißen und Furchen auszuwaschen.

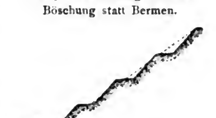
Unterbricht man die Böschungsfläche in Höhenabständen von 2 bis 3 m durch Anbringung von Bermen, d. h. durch 0,5 bis 0,7 m breite wagerechte oder schwach geneigte Absätze, so wird zwar das Regenwasser in wirksamer Weise in seinem Abfluß unterbrochen und geregelt, jedoch kann es dann um so leichter an diesen Stellen in den Boden eindringen, diesen erweichen und zu Abrutschungen Veranlassung geben. Nur wenn die Berme abgepflastert, oder sonst gegen das Eindringen des Wassers geschützt wird, z. B. durch Anlegen von Drainröhren unterhalb derselben (s. Abb. 89), kann sie als Schutz der Böschung gegen zu stark herabströmendes Wasser gelten; auch muß sie ein Längsgefälle besitzen und von Zeit zu Zeit durch Mulden oder Abfallrinnen (s. weiter unten) mit dem Einschnittgraben verbunden sein.

Abb. 89. Anordnung von Drainröhren zur Entwässerung der Bermen.



Andererseits kann durch Fortlassen der Bermen, wenn sie für die wirtschaftliche Benutzung der Böschungen entbehrt werden können, bei gleicher Abtragmasse eine größere Neigung für die betr. Böschung angenommen werden (s. Abb. 90). Nur am Fuß der Böschung ist es zweckmäßig, vor dem Graben eine Berme anzuordnen, um diesen vor einer Verschüttung durch etwa herabgleitende Massen zu schützen.

Abb. 90. Anordnung flacherer Böschung statt Bermen.



b) Der Einschnittgraben. Bezüglich des Einschnittgrabens ist zu beachten, daß dieser nicht allein das von Böschungen herabfließende Wasser aufzunehmen, sondern auch zur Entwässerung des Straßen- oder Eisenbahnkörpers selbst zu dienen hat und demnach mindestens 0,75 m tief und in der Sohle etwa 0,3 m breit anzunehmen ist. Sein Gefälle muß mindestens 1 : 500 betragen. Hat die Einschnittsohle ein geringeres Gefälle, so ist der Graben in der Richtung des Gefälles entsprechend zu vertiefen, was unter Beibehaltung der üblichen Grabenböschungen eine Verbreiterung des ganzen Einschnitts, oder eine Einfassung des Grabens mit Mauern oder endlich die Anordnung einer Drainleitung unter der Grabensohle erfordert.

c) Böschungsbefestigung. Je widerstandsfahiger das die Einschnittböschung bildende Erdreich gegen Nässe und Witterungseinflüsse ist, um so weniger bedarf es einer eigentlichen Befestigung der Böschung, und um so steiler kann diese angenommen werden.

Wetterbeständiger Fels braucht im Einschnitt in der Regel keiner besonderen Befestigung und kann lotrecht, ja sogar überhängend angeschnitten werden, nur ist das Eindringen des Tagewassers zur Verhütung von Frostschäden zu verhindern, und kommen Spalten, Klüfte und weiche, nachgiebige Schichten vor, so sind diese mit gutem Mauerwerk auszufüllen, bzw. durch solches zu ersetzen (s. Abb. 91)[40].

Abb. 91. Ausgefütterte Felsböschung, an der Brenner-Bahn.

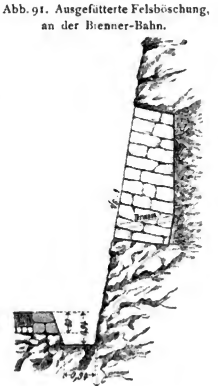


Abb. 92. Faschinenabdeckung bei Flugsandböschung.



Kies und reiner Sand sind bei einer Böschung von 1 : 1,5 der Gefahr einer Abrutschung nicht ausgesetzt, so daß die in § 13 S. 52 beschriebene Besamung bzw. Berasung als genügender Schutz gegen Abwaschungen anzusehen ist. Abtragböschungen in Flugsand sind allerdings schwieriger zu befestigen, da nicht allein das Wasser, sondern auch jeder Windhauch ihre Oberfläche verändert und eine einfache Besamung

[40]) Vgl. »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, 4. Aufl. 1905. I. Teil, Bd. 2, Kap. I, L. v. Willmann, Ausführung der Erd- und Felsarbeiten, Taf. IV, Abb. 5.

oder Berasung unmöglich macht. Auf der Oron-Bahn hat man bei Schmitten mit Vorteil Faschinenwürste auf wagerechten Staffeln an der Böschung befestigt (s. Abb. 92), diese mit guter Erde bedeckt und besamt.

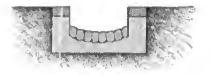
d) Sammelgräben und Abfallrinnen. Die Böschungen in tonhaltigen Erdarten erfordern eine besondere Vorsicht, und zwar sowohl die aus gleichartigen tonigen Massen bestehenden, als auch solche, die aus ungleichartigem, von durchlässigen Schichten durchzogenem, aus einem Gemenge von Sand und fetten, leicht löslichen Erden entstandenem Boden gebildet sind, da die zur Besamung bzw. Berasung aufgebrachten Schichten von Ackererde leicht auf ihnen abrutschen, sobald sie Feuchtigkeit aufnehmen.

Um das Feuchtwerden solcher Böschungen durch das vom oberhalb liegenden Gelände herabfließende Wasser zu verhindern, wird häufig am oberen Rande ein zur oberen Kante des Einschnitts gleichlaufender Auffang- oder Sammelgraben angebracht (s. Abb. 93)[41], der, mit Längengefälle versehen, das Wasser ableitet und von Zeit zu Zeit durch Abfallrinnen dem Einschnittgraben zuführt. Allerdings muß die Sohle dieses Auffanggrabens vollständig dicht sein, da sonst das durchsickernde Wasser die Böschung erweichen, also die Gefahr des Abrutschens nur vergrößern würde.

Abb. 93. Auffanggraben mit Abfallrinnen.



Abb. 94. Querschnitt einer gemauerten Abfallrinne.



Die Abfallrinnen werden in verschiedener Weise aus Rasen, Hohlziegeln, Steinpflaster oder Mauerwerk mit gleichmäßigem der Böschung entsprechenden Gefälle, oder mit Treppenabstufungen versehen hergestellt. Abb. 94 zeigt den Querschnitt einer in Mauerwerk ausgeführten, mit Pflasterung versehenen Rinne.

e) Entwässerung der Böschungsfläche. Statt Tonböschungen gegen das Abrutschen der aufzubringenden Rasenabdeckung nach Abb. 81 (S. 52) mit wagerechten Stufen anzuschneiden, legt man letztere auch mit einer Neigung nach innen an (s. Abb. 95), so daß in den dadurch entstehenden, mit Längsgefälle nach den Abfallrinnen versehenen Rillen schon während der Ausführung das Regenwasser und später das etwa durchsickernde oder aus dem Erdreich hervorquellende Wasser abgeleitet wird. Auch kann unter der Bekleidungsschicht auf der Tonmasse eine Art Filterschicht aus Kies oder kleingeschlagenen Steinen angelegt werden, die das aus dem Erdreich schwitzende Wasser unmittelbar dem Einschnittgraben zuführt (wie bei Abb. 82, S. 54).

Abb. 95. Nach innen geneigte Stufen unter der Rasenabdeckung.



Treten im Lehmboden vielverzweigte, wasserführende Sandadern im Einschnitt zutage, so stellt man zum Schutz gegen Abrutschen, d. h. zur möglichst raschen Ableitung des Wassers auf den mit Rasenabdeckung bekleideten Böschungen, eine Oberflächenentwässerung mittels Sickerrinnen oder Drainröhren her.

[41]) Die Abb. 93 u. 101 sind den vom Verf. geschriebenen Artikeln in Otto Luegers »Lexikon der gesamten Technik«, Bd. II, S. 549 und 540, entnommen.

Erstere bestehen aus einem Netz von mit Steinen ausgefüllten 0,3 bis 0,5 m tiefen Gräben, die in verschiedensten Anordnungen in schrägen Streifen (s. Abb. 96), oder nach den Abb. 97 und 98 sattel- bzw. bogenartig den darüber liegenden Boden stützend, die Böschungsfläche durchziehen und sie gegen die unmittelbaren Einwirkungen des Regens schützen, während eingelegte Drainröhren das Erdreich allerdings auf eine größere Tiefe trocken halten, aber sich leichter verstopfen.

Abb. 96 bis 98. Sickerrinnen.

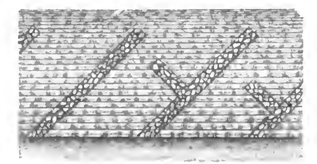


Abb. 96.

Nach Henz[42]) können feuchte Einschnittwände staffelförmig nach der punktierten Linie in Abb. 99 angeschnitten werden, worauf in den Ecken Sickerkanäle mit Längs-

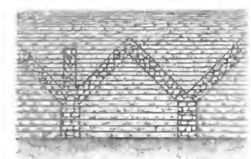


Abb. 97.

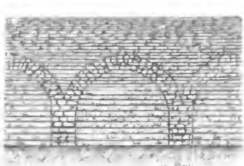


Abb. 98.

gefälle anzulegen sind, die in gewissen Abständen untereinander verbunden und dann mit dem Material der vorstehenden Ecken zugedeckt werden. Solche in gewisser Weise der Abb. 95 ähnliche Anlagen sind schon während der Ausführung wirksam und sichern daher schon von Anfang an die Einschnittböschung vor Beschädigung durch Wasser.



Abb. 99. Oberflächenentwässerung nach Henz.

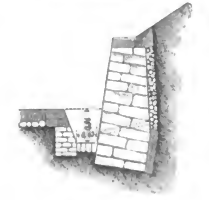


Abb. 100. Grabeneinfassung mit Mauerwerk.

f) Der Fuß der Böschung muß, wie schon S. 53 bemerkt, in feuchten Einschnitten besonders sorgfältig ausgebildet werden, weil hier die Wasseransammlung am größten ist, und er auch noch dem im Graben sich ansammelnden fließenden Wasser ausgesetzt wird. Am besten wirkt hier Mauerwerk, das mit Sickerschlitzen durchsetzt ist (s. Abb. 100 und 82, S. 54). Eine Steinpackung des Fußes (s. Abb. 101) genügt bisweilen, wenn der Wasserzudrang nicht zu groß ist.

[42]) S. Henz, »Anleitung zum Erdbau«. Berlin 1874, S. 121.

Bei Kanälen, wo die Einschnittböschungen dem Angriff der Wellen ausgesetzt sind, wird gewöhnlich in der Höhe des Wasserspiegels eine mit Schilf, Weiden usw. bepflanzte Berme angelegt, oberhalb welcher die Böschung mit Rasen bekleidet wird, während man den unteren Teil mit Trockenmauerwerk befestigt. Selten erfolgt eine Befestigung durch Pfähle, Faschinen oder Mauerwerk[43]).

Abb. 101. Steinpackung am Böschungsfuß.



g) Ausführung und Unterhaltung. Am sichersten ist der Erfolg eines Böschungsschutzes, wenn er rechtzeitig und schnell ausgeführt wird. Namentlich dürfen Böschungen in nicht wetterbeständigem Erdreich während eines Winters nicht unbekleidet bleiben. Die einmal hergestellten Anlagen genügen meist noch nicht vollständig; sie müssen sorgfältig beobachtet, unterhalten und bei etwaigen kleinen sich zeigenden Schäden und Mängeln sofort verbessert werden. Sobald sich Drainröhren oder Kanäle verstopfen, muß Abhilfe geschaffen werden, insbesondere ist während anhaltenden Frostes darauf zu achten, daß die Ausmündungen der Wasserrinnen und Einschnittgräben stets losgeeist werden, damit bei eintretendem Tauwetter sich nirgends das Wasser anstauen kann, sondern möglichst rasch abgeführt wird.

2. **Einschnittrutschungen infolge vorhandener Gleitflächen.** Befindet sich im Erdreich in größerer oder geringerer Tiefe eine mehr oder weniger geneigte undurchlässige Tonschicht, die von einer durchlässigen überlagert ist, so wird durchsickerndes Tagewasser bis zur undurchlässigen Schicht gelangen, auf dieser hinfließen und ihre Oberfläche erweichen und schlüpfrig machen. Solange dies nicht geschieht, oder solange die auf einer solchen erweichten wasserführenden Schicht aufruhende Erdschicht vermöge der Kohäsion, d. h. des Zusammenhaltes ihrer Teilchen, in sich zusammenhält oder durch weiter unten fest aufliegende Bodenmassen gestützt ist, wird keinerlei Bewegung eintreten. Sobald aber die Reibung auf der Oberfläche der Tonschicht durch die Anfeuchtung aufgehoben, und das Gleichgewicht der auflagernden Bodenmassen auf irgendeine Weise gestört wird, tritt eine Abwärtsbewegung, ein Abrutschen und Zusammenschieben der oberen Schicht auf der geneigten Tonschicht ein, und diese wird zu einer Gleitfläche.

Die gefährlichsten Rutschungen dieser Art entstehen, wenn mehrere wasserführende Schichten übereinander liegen und durch unlösliche durchlässige Schichten voneinander getrennt sind; denn dann kann es sich ereignen, daß eine Rutschung des Geländes, die zur Ruhe gekommen ist, und die man überwunden zu haben glaubte, sich wiederholt und in anderer Weise erneuert, weil eine tiefer liegende, seither unwirksame und unbeachtete Gleitfläche zur Wirkung gekommen ist.

Bei Herstellung von Einschnitten wird nun stets eine Störung des Gleichgewichtes solcher auf Tonschichten auflagernden Bodenschichten eintreten, wenn nicht die Mächtigkeit der letzteren eine so bedeutende ist, daß sie noch eine hinreichende Stütze in den unterhalb der Einschnittsohle befindlichen Massen findet. Durchschneidet aber z. B. der Einschnitt die Gleitfläche, so daß sie auf der Einschnittböschung zutage tritt, so wird der oberen Bodenschicht das Widerlager vollständig entzogen, und wenn sie nicht, oben abreißend, als zusammenhängende Masse in den Einschnitt stürzt, so wird mindestens nach einiger Zeit das unter ihr auf der undurchlässigen Schicht austretende Wasser, unterstützt durch die Einwirkung des Frostes und des auffallenden Tagewassers,

[43]) Vgl. »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, 4. Aufl. 1905, I. Teil, Bd. II, Kap. I, L. v. Willmann, Ausführung der Erd- und Felsarbeiten, S. 170.

die in seinem Bereich liegenden Erdteilchen in Schlamm verwandeln, der abläuft und die darüber liegenden Erdteilchen zum Abrutschen bringt, wie dies in Abb. 102 veranschaulicht ist.

Liegt dagegen die wasserführende Schicht in nicht zu großer Tiefe unterhalb der Einschnittsohle (s. Abb. 103), so kann diese, wenn der untere Teil (links in der Abb. 103)



Abb. 102. Abrutschung einer Einschnittböschung auf einer Gleitfläche.

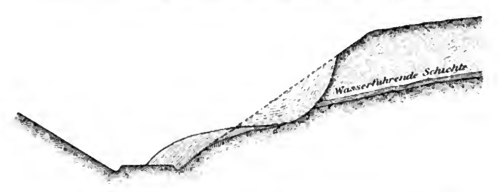
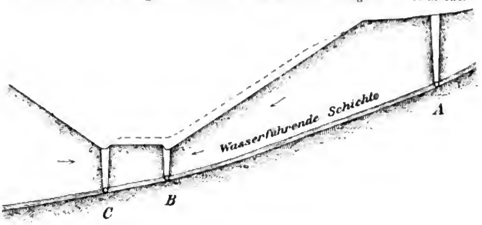


Abb. 103. Entwässerung einer unter der Einschnittsohle liegenden Gleitfläche.



widerstandsfähig genug bleibt, durch das Abrutschen der oberhalb befindlichen Erdmassen aufgetrieben und der Einschnitt selbst verengt, bzw. ganz zusammengeschoben werden. Unter Umständen kann auch der ganze Einschnitt mit den Erdmassen rechts und links sich talabwärts bewegen.

Gegen solche den Einschnitt gefährdende Rutschungen, die man nach vorhergehender gründlicher Bodenuntersuchung (s. S. 3) vorhersehen kann, lassen sich vorbeugende Maßnahmen treffen, die im wesentlichen in der Entwässerung und Trockenlegung der Gleitflächen durch Abfangen des ihnen zufließenden Wassers mittels Sickerschlitzen, Sickerdohlen und Stollen an einer oberhalb gelegenen Stelle bestehen.

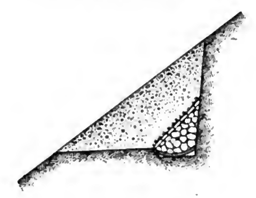
Nach Abb. 103 wäre z. B. bei *A* ein solcher Sickerschlitz oder ein Sickerstollen anzubringen, außerdem aber noch bei *B* und *C*, weil die Sohle des Einschnittgrabens nicht so undurchlässig gemacht werden kann, daß nicht doch Wasser durchsickern und die wasserführende Schicht bei *B* und *C*, sowie weiter unterhalb auflösen und schlüpfrig machen könnte. Auch wird insbesondere der Einschnittgraben bei *B* auf eine größere Wassermenge berechnet sein müssen, da das bei *A* abgefangene Wasser ihm von Zeit zu Zeit durch Querdrains oder Stollen zuzuführen ist. Durch die Sickerdohle oder den Sickerschlitz bei *A* entzieht man der wasserführenden Schicht auf der Strecke *AB* das Wasser, verhindert also die Bildung der zur Abrutschung geeigneten aufgeweichten und

schlüpfrigen Oberfläche, vergrößert infolgedessen die Reibung zwischen den auflagernden Erdmassen und der wasserführenden Schicht und bewirkt, wenn diese groß genug ist, einen Gleichgewichtszustand, der Abrutschungen nicht zustande kommen läßt.

In Verbindung mit derartigen Entwässerungen kann unter Umständen auch eine Entlastung der oberen Bodenschicht erfolgen, wobei ferner: Erdwiderlager, Strebepfeiler, Steinrippen, Mauerwerk und Pfähle zur Vergrößerung der einer Bewegung entgegenwirkenden Kraft verwendet worden sind.

a) Entwässerungsanlagen. Außer denjenigen Entwässerungsanlagen, die zur Fernhaltung und raschen Abführung der Tagewasser von den Böschungen erforderlich sind, und die unter 1, S. 60 besprochen wurden, sind es hier insbesondere Vorkehrungen, die zur Ableitung des in den wasserführenden Schichten vorhandenen oder zu ihnen gelangenden Wassers dienen. In der Regel muß die wasserführende Schicht angenähert rechtwinklig zu ihrer Gefällsrichtung mit den Sickerkanälen durchschnitten und in letzteren das Wasser den Abzuggräben auf kürzestem Wege zugeführt werden, wobei die Sickerkanäle, um wirksam zu sein, in die wasserführende Schicht einzubetten sind.

Abb. 104. Sickerdohle. M. 1 : 100.



Bei geringer Tiefenlage der wasserführenden Schicht genügen Drainröhren und kleinere Sickerkanäle (Sickerdohlen). Z. B. können in dem durch Abb. 102 dargestellten Fall Sickerdohlen in Form der Abb. 104 bis 106 zur Verwendung kommen. Die aufgeweichte und abgerutschte Erde wird entfernt und in Höhe der wasserführenden Schicht entweder eine Steinpackung nach Abb. 104 oder eine Sickerdohle nach Abb. 105 oder 106 hergestellt, worauf gute Erde schichtenweise aufgebracht und festgestampft wird. Die Sohle dieser Sickerdohlen muß ein Längsgefälle haben; außer-

Abb. 105. Sickerdohle. M. 1 : 100.

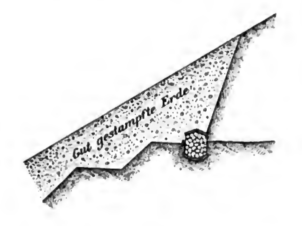
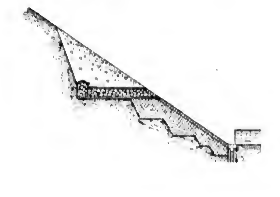


Abb. 106. Gemauerte Sickerdohle mit Abzugkanal. M. 1 : 200.



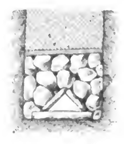
dem können von Zeit zu Zeit Querkanäle (s. Abb. 106) angebracht werden, die das Wasser aus der Sickerdohle in den Einschnittgraben ableiten.

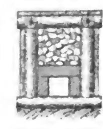
Bei größerer Tiefenlage finden Sickerschlitze, Stollen und Schächte Anwendung.

Die Sickerschlitze durchschneiden das Erdreich auf eine größere Tiefe und fangen demnach alle zwischen der Erdoberfläche und der Sohle des Schlitzes gelegenen Wasseradern ab; jedoch haben sie damit auch den Nachteil, eine vollständige Zerschneidung der ober- und unterhalb liegenden Erdmassen, mithin eine Zerstörung ihres Zusammen-

hanges zu bewirken, und ihre Kosten sind bei großen Tiefen recht bedeutend. Bei Vorhandensein mehrerer Gleitschichten übereinander hat man daher für die Entwässerung der oberen Schichten: Schlitze, für diejenige der unteren: Stollen verwendet.

Die Sickerschlitze teuft man mit lotrechten oder schwach geneigten, unten durch Spreizen abgesteiften und nach Bedarf auch verschalten Wandungen in einer Breite von 0,75 bis 1 m ab (s. Abb. 107). Die Auspackung mit Steinen erfolgt bis zu derjenigen Höhe, in welcher der Boden entwässert werden soll. Im oberen Teil werden die Schlitze mit Steinplatten, Rasen, Reisig oder Stroh abgedeckt und dann mit Erde ausgestampft. Die in die wasserführende Lehmschicht mit einem Gefälle von mindestens 1 % einzuschneidende Sohle wird durch Pflaster oder Beton befestigt. Häufig werden in die Sohle Drainröhren eingelegt oder durch plattenförmige Steine kanalähnliche Gerinne hergestellt.


Abb. 107. Sickerschlitz. M. 1 : 100.


Abb. 108. Sickerstollen. M. 1 : 75.

Die bei tiefer Lage der Gleitschichten angewendeten Entwässerungsstollen werden je nach Lage der wasserführenden Schicht als Längs- oder Querstollen angeordnet, die bergmännisch vorgetrieben, verspreizt und ausgezimmert werden müssen und der Ersparnis wegen in ihrem Querschnitt so klein als möglich (1,5 m zu 1 m) hergestellt werden. Nach Vollendung werden sie ebenfalls mit Steinen ausgepackt (s. Abb. 108), wobei ihre Sohle eine ähnliche Ausführung wie diejenige der Sickerschlitze erfährt. Nur in seltenen Fällen bleiben sie unausgefüllt, um sie später begehen und untersuchen zu können. In Verbindung mit diesen Stollen kommen meist lotrechte oder schwach geneigte Schächte zur Ausführung, teils um Angriffspunkte für die Stollenausführung zu gewinnen, teils zur Ableitung des Wassers zu tiefer gelegenen Sammel- oder Entwässerungspunkten.

b) Die Entlastung durch Abgraben bis zur Bloßlegung der Gleitflächen wird in den seltensten Fällen und nur bei starkem Einfallen der Schichten und bei geringer Ausdehnung der beweglichen Massen möglich sein. Bei wenig geneigten Schichten und bei tiefer Lage der Gleitflächen kann ein Teil der darüber lagernden, mit Abrutschung drohenden Massen abgegraben werden, und zwar bei weichen Bodenarten in gleichmäßiger Stärke über die ganze Fläche, bei festeren Bodenarten in stufenförmigen Absätzen, die behufs besserer Ableitung des Wassers mit einer schwachen Neigung nach außen versehen werden. In diesem Fall führt man die Stufen in der Regel bis an die Gleitfläche; hier werden Sickerdohlen angelegt (wie bei Abb. 104 bis 106), und nach Austrocknung und Befestigung des Untergrundes kann ein entsprechendes Auffüllen mit gutem gestampften Boden erfolgen.

c) Die vollständige oder teilweise Beseitigung der Gleitschichten ist ebenfalls nur selten, und zwar nur bei Bodenbewegungen von geringer Ausdehnung und nicht zu tiefer Lage und Mächtigkeit der Gleitflächen ausführbar. Die Beseitigung erfolgt dann in der Weise, daß schmale, bis auf die schlüpfrige Bodenschicht reichende Streifen neben- und nacheinander abgegraben, die tonige Bodenschicht entfernt und gleich wieder durch entsprechende Streifen gestampften, guten Bodens ersetzt werden.

Bei tiefer Lage der Gleitschicht könnte höchstens unterirdisch ein Abbauen der tonigen Schichten in einzelnen nebeneinander liegenden Streifen oder durch ein Netz von Stollen, die später mit Steinen ausgefüllt werden, erfolgen. Das letztere kommt im wesentlichen der unter a) besprochenen Stollenentwässerung gleich (s. S. 66).

d) Die Anbringung von Erdpfeilern, Steinpackungen, Futtermauern, Pfahlwänden und ähnlichen als Widerlager für die oberen abrutschenden Massen wirkenden Vorkehrungen am Fuß der Einschnittböschungen ist nur möglich, wenn außerdem für eine gute Trockenlegung und Entwässerung der Gleitschichten gesorgt wird, und wenn man einigermaßen imstande ist, das Gewicht der drückenden Erdmassen zu bestimmen und sich von ihrer Wirkungsweise Rechenschaft zu geben[43]).

§ 17. Dammrutschungen und ihre Verhinderung. Die Rutschungen der Anschüttungen und Dämme haben, wie bereits S. 59 erörtert, ihre Ursache entweder in der Verwendung ungeeigneter Materialien, sowie in unrichtiger Ausführung der Anschüttung, oder in der Beschaffenheit des Untergrundes, sei es, daß dieser durch die Form und Beschaffenheit seiner Oberfläche die Abrutschung des Dammes begünstigt, sei es, daß er selbst, auf tiefer liegenden Gleitflächen aufruhend, infolge seiner Belastung durch den Damm im Gleichgewicht gestört, abrutscht, sei es endlich, daß er infolge seiner Aufgelöstheit und Nachgiebigkeit zur Seite ausweicht und eine lotrechte Abwärtsbewegung des Dammes verursacht.

1. Schlechte Beschaffenheit des Schüttmaterials und unrichtige Ausführungsweise der Dämme. Gelangt die Erde naß oder gefroren in den Damm, oder ist sie untermischt mit pflanzlichen, der Fäulnis unterworfenen Stoffen, so bildet sich nach einiger Zeit ein Schlamm, der, wie die Abb. 109 dies veranschaulicht, auseinanderläuft. Sind ferner durch Anwendung der Seitenschüttung steile Lagen entstanden, durch welche an der Oberfläche infolge verschiedenartiger Setzungen Risse entstehen, die dem Wasser stets aufs neue Zutritt zum Innern des Dammes gestatten, so rutschen leicht die seitlichen Schichten ab, so daß häufig nur ein hoher Kern in der Mitte stehen bleibt (s. Abb. 110).

Abb. 109. Dammrutschung infolge schlechten Materials.

Abb. 110. Dammrutschung infolge steiler Schichten.

Ist in solchen Fällen die Erde nicht aufgelöst, so wird es genügen, sie abzugraben und sobald sie ausgetrocknet ist, in wagerechten Schichten wieder anzuschütten, wobei die Böschungsoberfläche sobald wie möglich nach den Ausführungen des § 13 zu befestigen ist, damit dem Wasser der Zutritt in das Innere des Dammes verwehrt bleibt. Ist aber die Erde aufgelöst, also verdorben, so ist es am besten, sie vollständig zu entfernen und durch gute wagerecht aufgeschüttete zu ersetzen.

Unter Umständen kann man bei Dämmen, die aus schlechter Erde geschüttet werden mußten, durch Anbringung von Sickerdohlen und Sickerschlitzen, ähnlich wie bei den Einschnitten (s. S. 65), den Wasserabzug befördern und den Damm allmählich trocken legen. Nur muß dabei ganz besonders darauf geachtet werden, daß die Sickerdohlen kein Wasser nach unten durchsickern lassen, weil dadurch neue Rutschflächen entstehen und das spätere Abrutschen der auf ihnen liegenden Erde bewirken könnten.

Während man aber bei Einschnitten das Böschungsmaterial so hinnehmen muß, wie man es vorfindet, kann man bei Dämmen den Rutschungen durch Verwendung möglichst guten Schüttmaterials vorbeugen, und, wenn solches nicht zu beschaffen ist, durch Anpassung der Schüttungsweise an das Material (s. § 11, S. 44), durch Verwendung besseren Materials für die Böschung, durch Anwendung flacher Böschungsneigungen und durch

[43]) Bezüglich der hierhergehörenden Einzelausführungen ist auf das »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, 4. Aufl. 1905, I. Teil, Bd. II, Kap. II, H. Wegele, Erdrutschungen, S. 230ff. zu verweisen.

entsprechende Befestigung der Dammoberfläche (s. S. 51), die das Eindringen des Wassers in das Damminnere verhindert, von vornherein Rutschungen aus dem Wege gehen.

Häufig ist den Auftragböschungen eine steilere Neigung zu geben, als dem Schüttmaterial zugemutet werden kann. In diesem Fall sind Steinpackungen, Trockenmauerwerk oder Stützmauern anzuordnen, die auch als Schutzmittel gegen die Angriffe des Wassers durch Strömung und Wellenschlag allein in Frage kommen können (s. Abb. 111 und 112). Eine sorgfältige Sicherung des Fußes der Steinpackungen durch Herstellung

Abb. 111. Trockenmauerwerk zur Dammbefestigung.

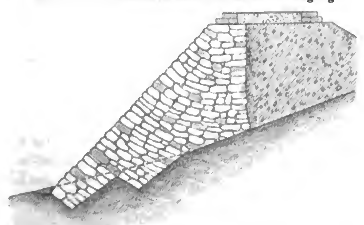
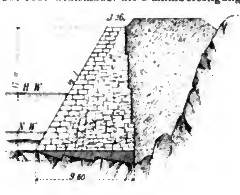


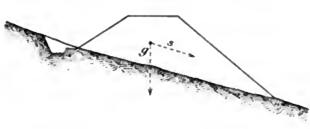
Abb. 112. Stützmauer als Dammbefestigung.



geeigneter Stützflächen im gewachsenen Boden (s. Abb. 111) und, wenn erforderlich, durch eine wirksame Wasserableitung ist hierbei von großer Wichtigkeit. Gegen Angriffe durch fließendes Wasser ist je nach Umständen oft eine Verstärkung des Fußes durch eine abgepflasterte Berme und eine Steinschüttung zu empfehlen (s. Abb. 83, S. 54). Die gegen die Anlage von Bermen S. 60 ausgesprochenen Gründe sind bei Dammböschungen in noch größerem Maße zu beachten, als bei Einschnittböschungen, so daß Bermen im allgemeinen für Dämme nicht zu empfehlen und nur in besonderen Fällen anzuwenden sind.

2. Gleitschichten auf der Erdoberfläche oder in tieferer Lage. Ist der Damm auf ein quer zur Dammrichtung gegen die Wagerechte geneigtes Gelände zu schütten, so kann, wenn die Oberfläche aus tonigen Schichten besteht, ein Abrutschen des Dammes erfolgen, da das hinter diesem sich aufstauende Wasser allmählich zwischen die Dammsohle und die Geländeoberfläche gelangen und diese aufweichen und schlüpfrig machen wird. In erster Linie ist also dafür zu sorgen, daß das Tagewasser hinter dem Damm durch einen entsprechend tiefen und gut befestigten und gedichteten Graben abgefangen und abgeleitet wird (s. Abb. 113). Ferner kann durch Verminderung der Dammhöhe sein Gewicht verringert werden, so daß auch die das Abrutschen bewirkende Seitenkomponente s verringert und den Reibungsverhältnissen auf der geneigten Geländefläche angepaßt wird.

Abb. 113. Ableitung des Tagewassers hinter dem Damm.



Endlich können, wie schon S. 43 erörtert wurde, und wie es die Abb. 66 zeigt, Stufen in den festen Boden eingeschnitten werden, die einer seitlichen Bewegung um so mehr entgegenwirken werden, je breiter sie sind, und je weiter die Absätze über den

Fuß des Dammes fortgesetzt werden, um ein sog. »Gegenbankett« (s. Abb. 66, S. 43) aufzunehmen, das, wenn möglich aus durchlässigem Material (Sand, Steinen usw.) geschüttet, durch seine Masse einer Abwärtsbewegung entgegenwirkt.

Liegt die Gleitschicht tiefer, d. h. befindet sich in einer gewissen Tiefe unter der Geländeoberfläche eine geneigte Tonschicht, die durch Wasserzutritt zu einer schlüpfrigen Gleitfläche wird, auf welcher jedoch die auflagernden Erdschichten infolge ihrer Kohäsion und noch hinreichenden Reibung sich im Gleichgewicht befinden, so kann durch eine Dammschüttung dieses noch vorhandene Gleichgewicht gestört werden, indem das Gewicht des Dammes die unter ihm auf der Gleitfläche aufruhenden Schichten zum Gleiten bringt und dann, mit ihnen gemeinschaftlich sich abwärts bewegend, eine mehr oder weniger dicke Erdschicht vor sich herstößt und aufrollt.

Häufig kann man es einem solchen Gelände ansehen, ob Rutschungen zu befürchten sind; denn gewöhnlich haben zur Herstellung des augenblicklichen Gleichgewichtes schon früher Rutschungen stattgefunden, die daran zu erkennen sind, daß die Oberfläche mit kleineren oder größeren warzenförmigen Erhebungen bedeckt erscheint. Erweist dann auch die Bodenuntersuchung das Vorhandensein von Gleitflächen, und hat man sich über ihre Ausdehnung und Lage vollständig vergewissert, so sind noch vor der Ausführung der Dammbauten die Entwässerungsarbeiten vorzunehmen, da es leichter ist, ein Gelände durch Trockenlegung der Gleitflächen am Rutschen zu verhindern, als ein bereits in Bewegung befindliches aufzuhalten, abgesehen davon, daß bei nachträglichen, nach erfolgter Rutschung vorgenommenen Entwässerungen stets Arbeits- und Materialverluste zu beklagen sein werden.

Die Entwässerungsarbeiten selbst sind in derselben Weise, wie dies S. 65 bei den Einschnittrutschungen besprochen wurde, vorzunehmen, indem oberhalb des herzustellenden bzw. bestehenden Dammes durch Sickerdohlen, Sickerschlitze oder Stollen zur Vergrößerung der Reibung auf den Gleitflächen, bis zu diesen hinabreichend, in entsprechendem Umfange das unterirdisch oder oberflächlich zufließende Wasser abgefangen und vom Eindringen in die tonige Schicht abgehalten wird.

Gegen- und Fußbankette, Steinrippen, Stütz- und Futtermauern können nur in Verbindung mit einer richtigen Entwässerung zur Vergrößerung der die Abrutschung verhindernden Kraft der Reibung in den Gleitschichten verwendet werden, da ohne Beseitigung der die Rutschung bewirkenden Ursachen auch die stärksten Stützmauern meist nicht imstande sein werden, die Rutschung zu verhindern.

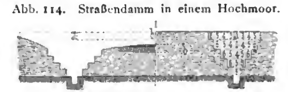
3. **Geringe Tragfähigkeit des Bodens.** Soll ein Damm auf nachgiebigem Boden, z. B. auf Moorboden, geschüttet werden, so tritt auch hier durch die Belastung der Moordecke eine Gleichgewichtsstörung ein, die oft den ganzen Damm versinken läßt, also eine lotrechte Bewegung der Anschüttung herbeiführt, bei welcher die Moorschichten seitlich ausweichen und sich zum Teil wellenförmig erheben. Bei genügend tragfähigen Moordecken muß das Gewicht des Dammes, also seine Höhe, der Tragfähigkeit der ersteren angepaßt werden, oder der Damm wird aus möglichst leichtem Material, z. B. aus ausgetrockneter Moormasse oder Torf, und mit sehr breiter Grundfläche geschüttet, die durch Anbringen von Bermen oder von sehr flachen Böschungen erzielt werden kann, damit sich die Last auf eine möglichst große Fläche verteilt. Auch sind niedrige Dämme auf tiefen Mooren mit tragfähiger Decke schwimmend hergestellt worden, indem eine Faschinenbettung ausgebreitet und auf dieser der Damm geschüttet wurde; jedoch liegt die Gefahr vor, daß, wenn an einer Stelle die Decke reißt, der ganze Damm plötzlich versinken kann.

Ist das Moor nicht sehr tief, so kann nach Herstellung seitlicher, bis auf den festen Grund reichender Sanddämme die Moormasse abgegraben oder ausgebaggert und durch

eine Sandschüttung ersetzt werden, oder es wird nach Abhebung der Decke so lange Sand eingeschüttet, bis der feste Untergrund erreicht ist, die flüssigen Massen zur Seite gedrängt sind, und der Damm nicht mehr sackt. Zu einer derartigen Aufschüttung ist aber Material erforderlich, das vom Wasser nicht aufgeweicht oder verändert werden kann, also guter Kies oder Sand, sowie Steine.

In Hochmooren, die mit ihrem Untergrund über dem Wasserspiegel der nächsten Flüsse oder Bäche liegen, kann eine Entwässerung vorgenommen werden [44]), wenn man mit den Entwässerungsgräben bis in den festen Untergrund hineingeht. Baurat SCHACHT hat bei Straßenanlagen in solchen Hochmooren in Oldenburg (s. Abb. 114) in Entfernungen von 11 bis 14 m von der Achse des anzulegenden Straßendammes links und rechts Längsgräben *a* und in Abständen von 10 zu 10 m sie verbindende Kopfgräben *b* gezogen, welch letztere später mit ihrem fast zu Torf gewordenen Aushube wieder ausgefüllt wurden und auch dann noch entwässernd wirkten. Der zwischen diesen Gräben liegende Moorteil sackt zusammen und wird allmählich tragfähig, indem die flüssige Moormasse durch Entziehung von Wasser zunächst in eine speckige Masse und dann in Torf übergeht.

Abb. 114. Straßendamm in einem Hochmoor.



Damit keine Risse und Spalten entstehen, muß sehr langsam vorgegangen werden, so daß, wie die Ziffern in Abb. 114 angeben, von Jahr zu Jahr die Seitengräben staffelförmig verbreitert und vertieft werden und erst im vierten bis achten Jahr der feste Untergrund erreicht wird. Dann erst fängt der bis auf $^2/_3$ seiner ursprünglichen Stärke zusammengesackte Moorstreifen an, tragfähig zu werden, so daß eine Dammschüttung, bzw. Straßenbefestigung möglich wird.

Geringe Tragfähigkeit des Bodens kann auch durch unterirdische Auswaschungen, oder durch unterirdische Bauten z. B. beim Bergbau veranlaßt werden. In beiden Fällen bilden sich Höhlungen, die zu Bodensenkungen Veranlassung geben können, namentlich sobald durch eine Belastung, wie sie eine hohe Dammschüttung bildet, Gleichgewichtsstörungen hervorgerufen werden. Hiergegen kann nur eine vorhergehende sorgfältige Bodenuntersuchung schützen und wenn möglich vermeidet man solche Stellen durch Verlegung der Bahn- oder Straßenlinie.

Bezüglich weiterer Ausführungen über Dammrutschungen muß auf das von H. WEGELE bearb. Kap. II, Erdrutschungen im »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, 4. Aufl. 1905, I. Teil, Bd. II, § 8—11, sowie auf die dort gebrachten Beispiele verwiesen werden.

4. Unterhaltungsarbeiten. Von großer Bedeutung für die rechtzeitige Verhinderung von Rutschungen fertiger Dämme ist ihre ständige Beobachtung und fortlaufende Unterhaltung. Wo sich Risse und Senkungen einmal gezeigt haben, genügt es nicht diese auszufüllen, bzw. zu beseitigen, sondern es ist der Ursache ihrer Entstehung nachzuforschen und dementsprechend sind diejenigen oben näher besprochenen Maßnahmen zu treffen, um dauernd die Schäden zu beseitigen und weitere Bewegungen zu verhindern.

Ferner sind andauernd Beobachtungen anzustellen, ob die Bewegungen zum Stillstand gekommen sind. Hatten sich dieselben über ein größeres Gebiet erstreckt, so empfiehlt es sich ein Netz rechtwinklig sich kreuzender Linien über das fragliche Gebiet abzustecken, die Schnittpunkte durch Pflöcke zu bezeichnen und letztere auch ihrer Höhe nach gegen Festpunkte festzulegen. Aus den etwaigen Abweichungen der Pflöcke in

[44]) S. SCHACHT, Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1885, S. 519, und 1891, S. 749.

wagerechter und lotrechter Richtung lassen sich dann, falls Bewegungen eingetreten sind, solche leicht feststellen und beurteilen.

Von großer Wichtigkeit für den Bestand der Erdkörper ist auch die sorgfältige Erhaltung und Unterhaltung der Böschungen und ihrer Bekleidung, besonders bei leicht löslichem Schüttmaterial, damit nicht durch kleine Verletzungen der Böschungsoberfläche ein Eindringen des Tagwassers und hierdurch ein Aufweichen der Erdmassen erfolgt. Ein besonderes Augenmerk ist aber auf die Reinhaltung und Wirksamkeit aller ober- und unterirdischen Entwässerungsanlagen zu richten, sowie auf die Offenhaltung der Ausmündungen unterirdischer Kanäle und Drainierungen bei Frostwetter, da sonst leicht das zurückgehaltene Wasser Schäden bewirken kann. Selbst alte Dämme können durch vernachlässigte Abzugsgräben und Kanäle gefährdet werden und an Einschnitten können sie Abrutschungen hervorrufen. Eine gute fortlaufende Unterhaltung und Entwässerung ist der beste Schutz für bestehende Erdkörper.

II. Kapitel.

Straßenbau.

Bearbeitet von

L. von Willmann,

ord. Professor der Bau- und Ingenieur-Wissenschaften an der Technischen Hochschule zu Darmstadt.

(Mit 114 Abbildungen.)

§ 1. Einleitung.

1. **Geschichtliches.** Obgleich bei allen Kulturvölkern, durch das Bedürfnis des Verkehrs hervorgerufen, schon im fernsten Altertum Verkehrswege bestanden, die zum Teil allerdings als Fußpfade, oder als Natur- und Erdwege, zum Teil aber auch als künstlich gebahnte und befestigte Straßen sich darstellen, so ist der Straßenbau in seiner jetzigen Ausbildung doch erst eine Errungenschaft der neueren Zeit.

Bereits die Assyrier, Inder, Perser, Chinesen und Ägypter besaßen Kunststraßen, die mit Meilensteinen und Stationshäusern ausgerüstet waren. Die alten griechischen Straßen waren sogar kunstgerecht dem Gelände angepaßt und zeigten, wenn sie Felsboden als Unterlage hatten, ausgearbeitete Rinnen für die Wagenräder, so daß sie gewissermaßen als Vorläufer der Spurbahnen angesehen werden können. Die von den Römern angelegten weitverzweigten, zum Teil noch jetzt erhaltenen Heerstraßen (Via Appia, Via Flaminia, die in Frankreich aufgefundene Römerstraße von 22 km Länge usw.) waren allerdings dem Gelände und der wirtschaftlichen Ausnutzung der Zugtiere mangelhaft angepaßt, aber vorzüglich unterhalten, und die Befestigung des Straßenkörpers und seiner Oberfläche erfolgte auf das sorgfältigste bis auf Stärken von 1 m mittels einer Betonunterlage und mit einem in Mörtel verlegten Pflaster aus großen, meist vieleckig behauenen Steinen.

Im Mittelalter lag der Straßenbau vollständig danieder, und da meist nicht einmal die bestehenden Straßen unterhalten wurden, verfielen diese vielfach. Erst im 17. und 18. Jahrhundert begann man in Frankreich und Österreich, im Anfang des 19. Jahrhunderts auch in Deutschland, dem Straßenbau wieder Aufmerksamkeit zuzuwenden.

Ist die Ausbildung der auch jetzt noch für Landstraßen üblichen Versteinung der Straßenfahrbahnen auf TRÉSAGUET (1775) in Frankreich und auf MC. ADAM (1820) in England zurückzuführen, so bot der Bau der Alpenstraßen (Simplon-, Mont Cenis- und Gotthardstraße) im Anfang des 19. Jahrhunderts Gelegenheit, die zweckmäßige Trassierung der Straßen, d. h. ihre Anpassung an schwieriges Gelände auszubilden. Auch suchte man die Oberflächenbildung der Straßen immer mehr zu verbessern und die einmal hergestellte Straße möglichst lange in bestem Zustande zu erhalten, was zur Anwendung der Straßenwalze führte, die als ein wesentliches Hilfsmittel zur Vervollkommnung der Steinschlag- und Kiesstraßen der Neuheit gelten muß.

Ähnlich wie bei den Landstraßen zeigt sich auch die Entwicklung der Befestigung der Oberfläche städtischer Straßen sehr spät. Hatten die Römer, wie die Ausgrabungen in Herkulanum und Pompeji so deutlich gezeigt haben, schon in früher Zeit mit kräftigem Steinpflaster befestigte Stadtstraßen, so finden sich im Mittelalter, selbst in bedeutenden Städten, wie Paris, Augsburg, Nürnberg und Straßburg, im 12. bis 14. Jahrhundert nur einzelne gepflasterte Straßen. In Berlin waren noch in der ersten Hälfte des 18. Jahrhunderts nur wenige Straßen mit einem schlechten »rauhen« Pflaster versehen, und erst im 19. Jahrhundert fing man an, Pflasterungen aus zugerichteten Steinen herzustellen, bis endlich die in der Mitte des 18. Jahrhunderts begonnenen stetigen Verbesserungen zu den heutigen Ausbildungen städtischer Straßen führten.

Hand in Hand mit der allmählichen Verbesserung der Wege, ja diese in gewissem Sinn erzwingend, zeigt sich auch die Verbesserung der Verkehrsmittel. Konnte das Reit- und Saumtier, das fast ausschließlich im Mittelalter benutzte Beförderungsmittel, auch auf schmalem, holperigem Wege verhältnismäßig gut fortkommen, verlangte die getragene Sänfte sowie der zweiräderige Wagen oder Karren noch keine so gut unterhaltene ebene Fahrbahn, so stiegen diese Ansprüche beim vierräderigen Wagen und in höherem Maße noch bei den Selbstfahrern in Form von Fahrrädern und Automobilen, da diese eine möglichst ebene, mit nur geringen Steigungen versehene Fahrbahn erfordern.

2. Bedeutung der Straßen nach Einführung der Eisenbahnen. Schon in dieser stetigen, bis in die neueste Zeit reichenden Entwicklung des Straßenbaues selbst, sowie der die Straßen benutzenden Verkehrsmittel zeigt sich, daß die Straßen seit der in der Mitte des 19. Jahrhunderts erfolgten allgemeinen Einführung der Eisenbahnen keineswegs, wie manchmal geglaubt wird, an Bedeutung verloren haben; nur die Art der Benutzung der Landstraßen und die Art des Verkehrs haben sich geändert. Während vor Einführung der Eisenbahnen der durchlaufende Frachtverkehr den Hauptstraßen zufiel, sind die schweren und weit zu befördernden Lasten der Eisenbahn überwiesen worden, wodurch das Gewicht der einzelnen die Landstraße befahrenden Wagen im allgemeinen zurückgegangen, also die Radlasten sich zugunsten der besseren Erhaltung der Straße vermindert haben, und die Geschwindigkeit der Fuhrwerke im Durchschnitt größer geworden ist. Während man auf der Eisenbahn, abgesehen von den Kosten, an gewisse Stunden gebunden ist, kann die Landstraße zu jeder Zeit kostenlos befahren werden, da man immer mehr zur Abschaffung der den Verkehr störenden »Chausseegelder« neigt. Endlich ist hier darauf hinzuweisen, daß mit der Vervollkommnung und außerordentlich raschen Verbreitung der Selbstfahrer in Form von Fahrrädern und Automobilen die Landstraßen für den unmittelbaren Verkehr von neuem ungemein an Bedeutung gewonnen haben. Somit erscheint auch die Befürwortung von Kleinbahnen an Stelle neuer Landstraßen nicht stichhaltig, da stets neben der Kleinbahn auch noch eine Landstraße erforderlich sein wird, so daß die Landstraßen immer ihre Bedeutung für den Ortsverkehr, namentlich aber als Zufahrtswege zu den Eisenbahnstationen behalten werden.

In neuen Kulturländern, die einer stetigen und langsamen Entwicklung entbehren, wie dies z. B. in Nordamerika der Fall war, zeigt sich die eigentümliche, die eben aufgestellte Behauptung bekräftigende Erscheinung, daß zwar zuerst zur Aufschließung neuer Länderstrecken Eisenbahnen für den Durchgangsverkehr erbaut werden, daß aber dann an diese anschließend überall Straßen als Zufahrtswege erstehen, die auch dem Ortsverkehr dienen.

3. Einteilung der Straßen. Nach dem bisher entwickelten kann die früher übliche, auf die Ausstattung und Breite der Straßen Bezug nehmende Einteilung der Straßen nach Klassen auch jetzt noch beibehalten werden. Man unterscheidet:

a) **Haupt- oder Staatsstraßen**, die vom Staate herzustellen und zu unterhalten sind, dem öffentlichen Verkehr in der Neuzeit namentlich als Zufahrtsstraßen zu den Eisenbahnen dienen und für schweren Frachtverkehr einzurichten sind, da sie insbesondere auch solchen Länderteilen, die nicht gut in das bestehende Eisenbahnnetz hereingezogen werden können (Gebirgsgegenden), die Möglichkeit des Verkehrs zu eröffnen und dabei besonders industrielle Orte zu berücksichtigen haben.

b) **Verbindungs- oder Vizinalstraßen**, die hauptsächlich den Verkehr einzelner Ortschaften untereinander und mit den Marktorten vermitteln. Sie sind auf Kosten der Gemeindeverbände (Ortsgemeinden, Kreise) mit größerer Sparsamkeit als die Hauptstraßen zu bauen, müssen aber ebenfalls dem Frachtverkehr dienen können.

c) **Privatwege**, die in kürzeren oder längeren Abzweigungen von öffentlichen Straßen zu Gutsgebäuden, Fabrikanlagen, Villen usw. bestehen, deren Herstellung und Unterhaltung den betreffenden Grundbesitzern obliegt, und die sich in ihrer Bauart dem Zweck, welchem sie zu dienen haben, anschließen.

d) **Feld- und Waldwege**, die zur Verbindung der Ortschaften mit ihren Feldgemarkungen oder Wäldern dienen und von den Gemeinden, von den Feld- oder Waldbesitzern zu erbauen und zu unterhalten sind. Für den sonstigen Verkehr sind sie von untergeordneter Bedeutung, und es wird ihre Herstellung meist so sparsam wie möglich bewirkt. Da der Frachtverkehr von den Feldern, bzw. Wäldern zur Ortschaft hin sich vollzieht, dürfen sie nach dieser Richtung hin stärkere Gefälle erhalten.

e) **Städtische Straßen** endlich, die bezüglich ihrer Anlage (Richtung, Steigungsverhältnisse, Breite usw.) besondere Aufmerksamkeit erfordern, da sie sowohl den Verkehr einzelner Teile einer Stadt vermitteln, als auch die Schlußglieder der Zufahrtswege zu den Bahnhöfen bilden.

Die Trassierung und der Bau der unter a bis d genannten Straßenarten hat gleiche oder wenigstens ähnliche Grundlagen, so daß sie als **Landstraßen** im Gegensatz zu den unter e genannten **städtischen Straßen** zusammengefaßt werden können.

4. Aufgaben des Straßenbaues. Als Aufgaben des wissenschaftlichen Straßenbaues ergeben sich:

a) Die Untersuchung der Bauwürdigkeit und der für den Einzelfall geeignetsten Klasse oder Art der herzustellenden Straße.

b) Die Aufsuchung der möglichst günstigen Richtung sowie Linienführung (Trassierung) einer Straße unter Berücksichtigung der Trassierungselemente nebst der mit den letzteren in Beziehung stehenden Abmessungen und Ladegewichte der Straßenfuhrwerke.

c) Die Ausbildung einer dauerhaften Herstellungsweise der Fahrbahnbefestigung, des Unter- und Oberbaues nebst Entwässerung derselben durch das Quergefälle, durch Seitengräben und Drainierung.

d) Die wissenschaftliche Beobachtung des Verhaltens der Straßenbaumaterialien in ihrer Abnutzungsweise und Abnutzungsdauer im Verhältnis zur Verkehrsgröße und zu anderen Einflüssen und den daraus abzuleitenden Wertziffern.

e) Die Regelung der Straßenunterhaltung und -reinigung, sowohl in bezug auf die Verwaltung und Straßenpolizei, als auch bezüglich ihrer Ausführung.

Die Behandlung und Lösung dieser Aufgaben ist für Landstraßen und städtische Straßen verschieden, so daß sie getrennt in den beiden Hauptabschnitten dieses Kapitels behandelt werden müssen.

A. Landstraßen.

§ 2. Vorarbeiten für Landstraßen. Wie beim Eisenbahnbau (s. Kap. III), so müssen auch beim Straßenbau Erwägungen verschiedenster Art, Vorentwürfe und Kostenanschläge der eigentlichen Bauausführung vorausgehen, um die für ein bestimmtes Geländegebiet zweckmäßigste Straßentrasse so festzustellen, daß die Gesamtverkehrskosten so klein als möglich ausfallen.

Diese Arbeiten sind jedoch für eine Straße meist einfacherer Art, so daß im nachstehenden nur diejenigen Punkte hervorgehoben werden sollen, in denen die Vorarbeiten für Straßen sich von denjenigen für Eisenbahnen unterscheiden, im übrigen aber auf das Kap. III verwiesen werden kann. Wie im Eisenbahnbau, so handelt es sich auch hier sowohl um wirtschaftliche, als auch um rein technische Fragen, die getrennt zu behandeln sind.

1. **Die wirtschaftliche (kommerzielle) Trassierung** hat vor allem die Bauwürdigkeit einer Straße festzustellen, und wenn es sich auch hier nicht, wie bei einer Eisenbahn, um Erzielung einer Rente handelt, so muß doch ermittelt werden, welche dazwischen liegenden Ortschaften von der anzulegenden Straße außer den Hauptorten zweckmäßigerweise zu berühren sind, welcher Verkehr zu erwarten ist, in welchem Verhältnis die Länge der zu erbauenden Straße zur Bevölkerungszahl und zu dem Flächeninhalt des von ihr durchschnittenen Geländes steht, und ob die Anlage- und Unterhaltungskosten der Straße sich wirtschaftlich rechtfertigen lassen.

Eine allgemeine Beantwortung und Lösung dieser Fragen ist nicht möglich. Man berücksichtigt daher nach LAUNHARDT[1]) zunächst nur die Verkehrsverhältnisse und sucht unter Voraussetzung einer vollkommen ebenen, gleichwertigen Geländebeschaffenheit die sog. »Verkehrs-Trasse«, d. h. denjenigen Linienzug in der Übersichtskarte, für welche die Gesamtverkehrskosten möglichst niedrig werden.

Auf die Einzelheiten dieser Erwägungen und Berechnungen kann hier nicht näher eingegangen werden, und es ist daher auf das Kap. III dieses Lehrbuches, auf F. v. LAISSLE »Landstraßen« im »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, 4. Aufl., 1907, I. Teil, Bd. IV, Kap. I, S. 37 sowie auf OBERSCHULTE, »Vorarbeiten für Eisenbahnen und Straßen« im Handb. d. Ing.-Wissensch., 4. Aufl. 1904, I. Teil, Bd. I, Kap. I, S. 308 ff. zu verweisen. In der Regel sind diese Fragen durch die am Straßenbau beteiligten Personen, Gemeinden oder Körperschaften bereits erledigt, so daß dem ausführenden Ingenieur nur die Bearbeitung der technischen Fragen obliegt, durch welche die aus technischen Gründen notwendig werdenden Abweichungen von der nach LAUNHARDT ermittelten, die Hauptrichtung festlegenden Verkehrs-Trasse festgestellt werden und damit die eigentliche Baulinie bestimmt wird.

2. **Die technische Trassierung** hat somit unter Berücksichtigung der Straßenart oder Straßenklasse (s. § 1, S. 75) unter der für diese passenden Trassierungselemente (s. § 2 unter 2 c, S. 80) die dem Gelände angepaßte günstigste Lage der Straßenmittellinie (Trasse) festzustellen. Dies gestaltet sich bei Straßen insofern anders wie bei Eisenbahnen, als eine Straßentrasse, da ihre Krümmungshalbmesser und Steigungen sich in weiteren Grenzen ändern können, viel inniger der Geländegestaltung sich anschmiegen läßt, so daß größere Erdarbeiten und Kunstbauten meist vermieden werden können und in der Regel aus Sparsamkeitsrücksichten auch vermieden werden müssen.

a) Einfluß des Geländes auf die Straßentrasse. Der Geländegestaltung entsprechend unterscheidet man: Straßen im Tieflande, Straßen im Hügellande und Gebirgsstraßen.

[1]) W. LAUNHARDT, Theorie des Trassierens, Heft I: Die kommerzielle Trassierung. Hannover 1887, 2. Aufl.

Die Eigenart dieser Straßengattungen zeigt sich in ihrer Breite, ihren Steigungsverhältnissen und in den mit diesen im Zusammenhang stehenden zulässigen Ladegewichten der Fuhrwerke. Da im Tieflande die größere Breite einer Straße die Anlagekosten nicht wesentlich erhöht, und meist nur geringe Steigungen notwendig werden, so sind die Straßen meist breiter und die Ladegewichte größer als im Gebirgslande, wo der Raum für eine große Straßenbreite gewöhnlich fehlt oder nur durch kostspielige Erd- und Felsarbeiten zu beschaffen wäre und die Steigungen größer angenommen werden müssen, um zur Überwindung vorhandener Höhen keine zu großen Straßenlängen zu erhalten. In kleinerem Maßstabe gilt dasselbe von den Straßen im Hügellande.

Auch die Art der Linienführung der Tiefland-, Hügelland- und Gebirgsstraßen im Gelände, also ihre Trassierung, ist eine verschiedenartige, und sind in dieser Beziehung Hochstraßen, Talstraßen und Steigen zu unterscheiden.

α) *Hochstraßen* folgen den Wasserscheiden, oder ziehen in der Nähe derselben hin und eignen sich deshalb nur für das Tiefland oder für flaches Hügelland; denn im Gebirge sind die Wasserscheiden meist unzugänglich, während andererseits in der Tiefebene und im flachen Hügellande die Täler häufig feucht und sumpfig sind, mithin die Straße auf den natürlichen Erhebungen trockener liegt.

Entsprechend den Erhebungen des Geländes werden bei den Hochstraßen vielfach Steigungen mit Gefällen abwechseln müssen; Gegengefälle werden deshalb nicht ganz zu vermeiden sein, sind aber nicht von großer Bedeutung, weil die Steigungen an sich klein zu wählen sind. Kleine Krümmungshalbmesser können meist vermieden werden, aber im allgemeinen kann die Straßentrasse ebensoweit von der Geraden abweichen, wie in gewundenen Tälern, da die Wasserscheiden namentlich im Hügelland oft noch mehr Unregelmäßigkeiten zeigen als die Täler.

Die Hochstraßen haben den Vorteil der freien Lage; Sonne und Wind können kräftig einwirken und die Straßen trocken erhalten, weshalb sie weniger durch den Einfluß der feuchten Niederschläge leiden, so daß die Abnutzung und damit auch die Unterhaltungskosten sich als verhältnismäßig gering erweisen. Auch die Anlagekosten sind im Verhältnis zu denjenigen der Talstraßen und Steigen geringer, da weniger Erdarbeiten und Kunstbauten erforderlich werden.

Hat die Wasserscheide große wagerechte Krümmungen und lotrechte Einsenkungen, so verläßt man namentlich in letzterem Fall den Rücken und legt die Straße auf denjenigen Hang des Bergrückens, welcher der trockenste ist. Es ist dies die sog. »Sommerseite«, d. h. die von Nord nach Süd oder von West nach Ost fallende Abdachung.

β) *Talstraßen* werden im Hügellande und im Gebirgslande erforderlich. Sie folgen dem Laufe des Tales und haben deshalb meist eine andauernde Steigung, wenn das Tal gleichmäßig und nicht in Stufen ansteigt.

Die Fahrt auf einer Talstraße ist insofern eine angenehmere, als man dem Winde nicht so ausgesetzt ist, wie auf einer Hochstraße; der Straßenkörper bleibt aber deshalb auch länger feucht und ist schwieriger zu entwässern und trocken zu halten, wodurch die Abnutzung eine stärkere ist. Allerdings finden sich gewöhnlich an den Talwänden in der Nähe die nötigen Steinmaterialien zum Bau und zur Unterhaltung der Straße, so daß die Beförderungskosten für diese nur gering ausfallen. Immerhin ist durch die größere Arbeitsleistung die Unterhaltung kostspielig, ebenso wie der Bau selbst, weil größere Kunstbauten und Erdarbeiten erforderlich werden, und das Gelände in der Talebene meist einen größeren Wert besitzt, also teurer ist, als auf dem Bergrücken. Auch kann auf einer Talstraße der Verkehr durch Hochwasser des Talflusses, durch Schnee-

verwehungen im Flachlande, durch Lawinen, Erdrutschungen und Felsabstürze im Gebirge gehemmt, ja sogar die Straße selbst zerstört werden.

Aus diesen Gründen ist eine Talstraße ebenfalls stets auf die »Sommerseite« des Tales und so hoch anzulegen, daß das Hochwasser keinen Schaden anrichten kann. Gegen Rutschungen sind Entwässerungen und Stützmauern (s. Kap. I, S. 61 ff.), gegen Felsabstürze und Lawinen Schutzdächer oder Galerien (s. Abb. 23, S. 91) anzuordnen. Bei der Überschreitung von Seitentälern werden stets Durchlässe oder Brücken erforderlich, durch welche sich die Anlagekosten der Talstraßen wesentlich erhöhen.

Ohne besonders zwingende Gründe verläßt man selbst in stark gekrümmten Tälern die einmal gewählte Talseite mit der Straße nicht. Als solche Gründe können gelten: die Lage einer Ortschaft auf der anderen Seite, die Umgehung sehr steiler Talwandungen eines Rutschgebietes oder vieler einmündenden Quertäler. Wird das Tal überschritten, so wählt man eine Stelle, an welcher der Fluß normale Verhältnisse zeigt und, unter Vermeidung einer schiefen Brücke, senkrecht überbrückt werden kann.

Krümmt sich das Tal sehr stark, so wird man nur dann einen hohen, steil zum Fluß abfallenden Bergvorsprung mit einem höchstens 15 m tiefen Einschnitt oder, für den Fall, daß ein solcher tiefer würde, mit einem Tunnel durchfahren, wenn die Straße auf derselben Seite des Tales bleiben kann (s. Abb. 1)[2]), nicht aber, wie dies bei einer

Abb. 1. Linienführung bei starker Talkrümmung.

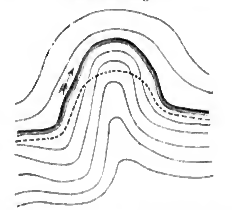
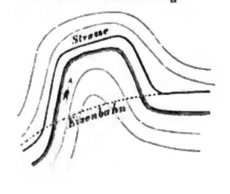


Abb. 2. Eisenbahn- und Straßen-Trasse bei starker Talkrümmung.



Eisenbahn nach Abb. 2 jedenfalls erfolgen würde, wenn die Straße auf der anderen Flußseite liegt, und somit außer dem Tunnel noch zwei Flußüberbrückungen notwendig würden. In diesem Fall würde der Umweg, wie die Abb. 2 zeigt, für die Straße nicht gescheut werden.

γ) *Steigen* dienen zur Überführung der Talstraßen in Hochstraßen oder bewirken die Verbindung zweier Täler durch Überschreiten der Wasserscheide mittels einer Paßstraße oder Jochstraße. Man gibt den meist in Zickzacklinien oder Serpentinen (s. Abb. 29, S. 100) den Berghang sich hinaufziehenden »Steigen«, um an Straßenlänge zu sparen, die größte zulässige Steigung (s. § 6, S. 90), weil die Straßenstrecke um so länger würde, je geringer die Steigung angenommen wird. Gegengefälle verbieten sich aus demselben Grunde. Ferner ist man für die Wendeplatten, an denen die Straße eine fast entgegengesetzte Richtung einschlägt, genötigt, die kleinsten Krümmungshalbmesser anzuwenden.

An sehr steilen Hängen werden die Anlagekosten solcher Steigen sehr bedeutend, da meist umfangreiche Erdarbeiten und Stützmauern erforderlich werden; dagegen sind

[2]) Die Abb. 1, 2, 8—11, 16—22, 24, 27, 29—43, 46, 48 u. 50—54 sind dem »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, 4. Aufl. 1907, I. Teil, Bd. IV, Kap. I. bearbeitet von Baudirektor Prof. F. v. Laissle, entnommen.

die Unterhaltungskosten, weil alles Wasser rasch abfließen kann, etwa die gleichen wie bei den Hochstraßen, also wesentlich geringer als bei den Talstraßen.

b) Anhaltspunkte für das Trassieren der Straßen. Im Flachland und im Hügelland wird man, bei Berührung verschiedener Flußgebiete durch eine Straße, stets so vorgehen, daß man möglichst rasch vom Tal auf die Kämme der Wasserscheiden zweiter Ordnung zu gelangen sucht und damit den Übergang von einem Flußgebiet zum anderen leicht bewerkstelligen kann.

Im Hochgebirge ist dies freilich nicht möglich. Da wird man einen der tiefsten Punkte der Wasserscheide, also einen der Sättel zum Übergang auswählen müssen. Durch Begehen der zu diesen Sätteln führenden Seitentäler ist man imstande, viele derselben von vornherein als unbrauchbar auszuscheiden, so daß die Wahl schließlich nur auf wenige beschränkt wird, und häufig nur ein einziger als passend und geeignet sich erweist. Bei der Auswahl des zu diesem Sattel führenden Seitentales hat man zu beachten:

1. daß die Entwicklung der Straßenlinie bei gegebener größter Steigung möglich ist, wobei ein mit gleichmäßiger Steigung sanft aufsteigendes Tal den Vorzug vor einem solchen verdient, das zwar mit einer geringen Steigung beginnt, aber in einem Talkessel endet, weil dann Steigen angelegt werden müßten;
2. daß die Talwandungen möglichst flach geböscht sind, weil sonst größere Erd- und Felsarbeiten unvermeidlich sind;
3. daß keine zu große Anzahl zu überschreitender Seitentäler vorhanden ist, damit nicht zu viele kostspielige Kunstbauten erforderlich werden;
4. daß der Baugrund möglichst fest und trocken ist;
5. daß das erforderliche Straßenbaumaterial in entsprechender Güte in der Nähe vorhanden ist.

Im Mittelgebirge und im Hügellande werden bei jeder Straßenanlage sowohl Strecken vorkommen, die als Hochstraßen, als auch solche, die als Talstraßen oder als Steigen sich darstellen. Die Trassierung in einem solchen Gelände wird also die größte Abwechslung bieten, und nicht selten wird man mehrere Entwürfe ausarbeiten müssen, zwischen denen zu entscheiden wäre, welcher der günstigste und wirtschaftlich beste ist, da hier mit Rücksicht auf die Anstrengung der Zugtiere der Fall eintreten kann, daß eine kürzere und vom technischen Standpunkt scheinbar bessere Straßentrasse sich für den Verkehr ungünstiger erweist, als eine andere mit größerer Länge, aber geringeren Steigungen, die vielleicht sogar größere Anlagekosten bedingt [3]).

c) Die Bearbeitung eines Straßenentwurfs und seine Unterlagen. Die Festlegung der Straßenmittellinie kann entweder durch unmittelbare Aussteckung und Verpflockung auf dem Felde oder durch Einzeichnen in Schichtenpläne mit Höhenkurven erfolgen. Die Aufnahme der Schichtenpläne, die sonstigen Feldmeßarbeiten sowie das Verfahren bei der Festlegung der Straßenmittellinie erfolgt genau wie im Eisenbahnbau (s. Kap. III), dessen Trassierung sich ja aus der Straßentrassierung entwickelt und auch zugunsten der letsteren vervollkommnet hat. Man erhält dabei auf dem Feld oder im Schichtenplan zunächst einen gebrochenen Linienzug, die sog. »Nullinie«, der man mit einem aus Geraden und anschließenden Krümmungen von bestimmten Halbmessern bestehenden Linienzuge sich möglichst zu nähern sucht.

Die Aufnahme, bzw. die Aus- und Auftragung dieser Linie als Höhenplan (Längenprofil) (s. § 6), die Eintragung der genauen Straßensteigungen in letzteren, die Aufnahme

[3]) Wie dabei zu verfahren ist, findet sich im OBERSCHULTE, Vorarbeiten für Eisenbahnen und Straßen, »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, 4. Aufl. 1904, I. Teil, Bd. I, Kap. I, S. 326, sowie in v. WILLMANN, Straßenbau, Fortschr. d. Ing.-Wissensch. II, 4, S. 4—18.

und Auftragung der in bestimmten Abständen von etwa 50 m, sowie in den Geländebrechpunkten, in den Kurvenanfängen usw. abgesteckten oder im Schichtenplan eingezeichneten Geländequerschnitte, die Einzeichnung der Straßenprofile in diese, die Behandlung der Massenverteilung, die Erdmassenberechnung, die Grunderwerbsermittelungen, sowie die Aufstellung des Kostenanschlages und die Abfassung des Erläuterungsberichtes erfolgen dann im allgemeinen in derselben Weise wie im Eisenbahnbau (s. Kap. III); nur haben die in den §§ 3—7 ausführlich behandelten, als Unterlage für den Straßenentwurf erforderlichen Trassierungselemente für Straßen andere Ausmaße, und für die Anfertigung der Pläne gelten zum Teil andere Vorschriften und Regeln.

α) *Als Trassierungselemente* des Straßenbaues sind anzusehen:

1. die von den Wagenabmessungen und von der Größe des Verkehrs abhängenden Straßenbreiten und Krümmungen (s. § 3 und 7);
2. die von der Zugkraft der Tiere, von den üblichen Ladegewichten der Fuhrwerke und von der Güte der Straßenoberflächenbefestigung abhängenden zulässigen größten oder zweckmäßigen Straßensteigungen (s. § 5 und 6);
3. die Höhenlage des Straßenplanums in bezug auf Hochwasserstände sowie auf Ausgleichung der Auf- und Abträge;
4. die Querprofilausbildung der Straßen mit den Entwässerungs- und Grabenanlagen (s. § 4);
5. die zum Schutz oder zur Unterstützung der Straße erforderlich werdenden Kunstbauten wie Galerien, Stützmauern, Durchlässe und Brücken (Band II dieses Lehrbuchs, Kap. VII).

β) Die in den verschiedenen Staaten und Ländern bestehenden *Vorschriften* und *Regeln* beziehen sich vielfach auf die Trassierungselemente, sowie namentlich auf die Art der Behandlung des Entwurfs und auf die Ausstattung der anzufertigenden Pläne und Zeichnungen. Vor Ausarbeitung eines Straßenentwurfs müssen daher die im einzelnen Fall für das betreffende Land geltenden Vorschriften eingesehen werden.

Aus den preußischen Vorschriften vom 17. Mai 1871 wird das auf die Trassierungselemente Bezügliche in den §§ 3—7 mit erwähnt werden. An Plänen sind nach den preußischen Vorschriften für einen Straßenentwurf erforderlich:

1. eine Übersichtskarte im Maßstab 1 : 20000 bis 1 : 200000;
2. genaue Lagepläne mit Angabe der Nordlinie, je nach der Wichtigkeit der betreffenden Straßenstelle im Maßstab 1 : 625 bis 1 : 5000. Häufig können Flur- oder Katasterkarten, die dann zugleich als Grunderwerbskarten dienen, verwendet werden;
3. ein Höhenplan (Längenprofil), bei welchem die Höhen an einen bestimmten Festpunkt oder an den Nullpunkt eines Hauptpegels (Normal-Null) anzuschließen sind. Die Längen müssen im Maßstab des zugehörigen Lageplanes (also in der Regel 1 : 5000), die Höhen im 25fachen Maßstab der Längen (also in der Regel 1 : 200) angenommen werden;
4. Querprofile, die nach Bedarf aufgenommen und im Höhenmaßstab des Höhenplanes aufzutragen sind;
5. Entwürfe zu den Kunstbauten [4]) im Maßstab 1 : 100 oder größer;
6. Grunderwerbskarten und Nivellements müssen von den Kgl. Beamten oder von vereidigten Feldmessern beglaubigt sein. Die übrigen Pläne und Zeichnungen sind, unter Beifügung des Datums der Anfertigung, von den betr. Baubeamten zu unterzeichnen.

---

[4]) Bezüglich der Durchlässe und Brücken ist auf den Band II, Kap. VII »Brückenbau« dieses Lehrbuchs hinzuweisen.

§ 3. Die Straßenfuhrwerke und die Breite der Straßen. Die Breite einer Straße hängt von der Größe des Verkehrs, den Abmessungen und der Beschaffenheit der Verkehrsmittel und vom Preise des für die Straße zu verwendenden Geländes ab. Mit Rücksicht auf möglichste Verringerung der Anlagekosten wird man stets bestrebt sein, die Straßenbreite, dem Verkehr entsprechend, so schmal wie möglich zu machen, ist demnach an die Abmessungen der Straßenfuhrwerke gebunden, weshalb diese in erster Linie zu besprechen sind.

1. Die Straßenfuhrwerke. Zur Fortbewegung schwerer Lasten dienten in frühester Zeit Schleifen, aus denen die Schlitten sich entwickelt haben, die auf Eis- und Schneebahnen nur eine geringe gleitende Reibung erzeugen und sich auf diesen daher besser bewähren als Räder, weil die letzteren auf den glatten und nachgiebigen Flächen nicht den zu ihrer Drehung erforderlichen Reibungswiderstand finden. Auf rauheren und festeren Bahnen ist umgekehrt die rollende Reibung der Walzen und Räder durch eine Zugkraft leichter zu überwinden, als die gleitende Reibung der Schlittenkufen, so daß die spätere Verwendung der Walzen bereits als ein Fortschritt anzusehen ist. Aus den lose unter der Last sich fortwälzenden Walzen entstanden dann die durch eine Achse miteinander verbundenen Scheibenräder, die das Untergestell zu den ursprünglichsten Karren abgaben, und aus diesen bildeten sich endlich die Räder der jetzt üblichen zwei- und vierräderigen Straßenfuhrwerke aus, deren allmähliche Vervollkommnung nicht allein auf die Zugwiderstände, sondern auch auf die Ausbildung und Dauer der Straßenfahrbahnen von größtem Einfluß wurde und noch ist.

a) Das Untergestell der Wagen. Den Hauptbestandteil des Wagenuntergestells bildet die Achse mit den Achsschenkeln, auf denen die Räder, im Gegensatz zu denjenigen der Eisenbahnwagen, lose drehbar aufsitzen. Bei Lastfuhrwerken haben die Achsschenkel Kegelform und sind mit einer sog. »Unterachsung« (Unterlauf) um den Winkel φ nach unten (s. Abb. 3)[5]) und mit einem »Vorlauf« um einen Winkel ε nach vorn (s. Abb. 4) geneigt.

Die »Unterachsung« bezweckt, das Rad nach innen zu drücken und dadurch bei seitlich erfolgenden Stößen das Abfallen zu verhindern. Der »Vorlauf« hat den Zweck, einer elastischen Verbiegung des Achsschenkels nach hinten vorzubeugen. Die Winkel φ und ε sind sehr klein ($\varphi = 3^0$ bis 4^0; $\varepsilon = 1^0$ bis 2^0) und werden bei Luxusfuhrwerken und für glatte, gute Fahrbahn gewöhnlich $= 0$ gesetzt.

Abb. 3. Unterachsung.

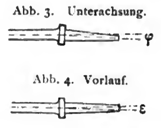


Abb. 4. Vorlauf.

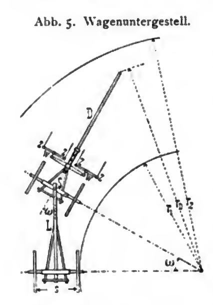
Bei den leicht lenkbaren zweiräderigen Wagen bildet die Achse mit den beiden Rädern das ganze Untergestell, das zum Einspannen des Zugtieres mit einer Gabeldeichsel versehen wird. Die Last des Wagenkastens nebst Ladung muß hier im wesentlichen auf der Achse aufruhen, befindet sich aber, selbst bei gleichmäßiger Verteilung, nur im labilen Gleichgewicht und lastet, namentlich auf unebenen Wegen, daher zum Teil auch auf dem Zugtier. Aus diesem Grunde eignen sich zweiräderige Wagen wenig zur Beförderung schwerer Lasten.

Beim vierräderigen Wagen ist die Lastverteilung auf Achsen und Räder eine viel günstigere. Hier unterscheidet man (s. Abb. 5) das durch die Vorderachse gebildete, mit der Deichsel versehene Vordergestell von dem, mit dem Langbaum L verbundenen, durch die Hinterachse gebildeten Hintergestell. Die Verbindung beider erfolgt durch den um den Spannagel S drehbaren Langbaum L. Ist die Deichsel D

[5]) Die Abb. 3—7, 12—15 u. 28 sind den vom Verf. bearbeiteten Artikeln »Straßenfuhrwerke« und »Straßenentwässerung« in OTTO LUEGERS »Lexikon der gesamten Technik«, 1. Aufl., Bd. VII, entnommen.

keine **Gabeldeichsel**, so befindet sich an ihr das **Wagscheit** *ww* mit den beiden **Zugscheiten** *zz* zum Einspannen zweier Zugtiere. Der **Drehwinkel** ω, um welchen sich das Vordergestell (Vorderwagen) gegen den Langbaum drehen kann, bedingt in Verbindung mit der Länge des Langbaumes oder des Achsstandes das Maß der kleinsten Krümmungshalbmesser (s. § 7) r_1 und r_2 der Straßenränder. Um kleinere Krümmungen durchfahren zu können, wird beim Langholzfuhrwerk auch das Hintergestell drehbar angeordnet (s. § 7, Abb. 28).

Abb. 5. Wagenuntergestell.



Der auf dem Boden gemessene Abstand *s* der Innenkanten (s. Abb. 5) zweier auf einer Achse aufsitzenden Räder wird die **Spurweite** genannt. Je größer diese ist, um so standsicherer ist der Wagen; sie schwankt zwischen 1,1 und 1,9 m und steht im geraden Verhältnis zur Größe der Raddurchmesser. Dieser wird meist für die Vorder- und Hinterräder verschieden groß angenommen, und zwar bei ersteren um etwa 20% kleiner als bei letzteren, wodurch der Drehwinkel ω und damit die Lenkbarkeit des Wagens vergrößert wird. Der **Drehwinkel** ω schwankt zwischen 27° und 40°, je nach dem die Vorderräder durch den Wagenkasten verhindert werden, sich bis zur Berührung mit dem Langbaum zu bewegen oder nicht. Die Vorderräder haben in der Regel einen Durchmesser von 0,7 bis 0,9 m, die Hinterräder einen solchen von 0,8 bis 1,2 m.

b) **Die Ausführung der Räder.** Man unterscheidet an den Rädern drei Teile:

α) *Die Nabe N* (s. Abb. 6), die, lose auf dem Achsschenkel aufsitzend, mit einem Metallfutter versehen und von mehreren Eisenbändern zusammengehalten wird. Um auf ausgefahrenen Wegen eine kleine Seitenbewegung des Rades zu ermöglichen, wird die Nabe etwas kürzer hergestellt als der Abstand zwischen der **Stoßscheibe** *nn* und der mit einem Vorstecker oder **Lüns** versehenen **Lünsscheibe** *oo*, so daß sie etwas Spielraum besitzt. Um ferner das Warmlaufen zu verhindern und die gleitende Reibung zu verkleinern, muß die Nabe eine Schmiervorrichtung für feste oder flüssige Schmiere erhalten. In letzterem Fall ist die Nabenbüchse geschlossen herzustellen.

Abb. 6. Wagenrad.



Abb. 7. Speichensturz.

β) *Die Speichen tt*, welche, in die Nabe und den Felgen- oder Radkranz eingesetzt, den Achsdruck auf den letzteren übertragen. Zur Verhinderung schädlicher Einwirkungen der Fahrbahnunebenheiten, sowie zur Erzielung größerer Steifigkeit und Widerstandsfähigkeit gegen seitliche Stoßeinwirkungen sind die Speichen bei den Lastfuhrwerken »gestürzt«, d. h. schief zur Nabe angeordnet (s. Abb. 6 und 7), so daß sie einen Kegelmantel bilden. Dieser »**Speichensturz**« vergrößert auch den Raum für den Wagenkasten und bewirkt, daß bei raschem Fahren der Straßenschmutz von den Rädern zur Seite und nicht nach oben geworfen wird. Bei Anwendung einer Unterachsung (s. oben) ist der Speichensturz jedenfalls erforderlich, und der Zusammenhang zwischen beiden ergibt sich aus den aus Abb. 7 zu entnehmenden Beziehungen:

$$\beta_1 - \beta_2 = 2\varphi \qquad (1)$$

$$\beta_2 + \varphi = 90 - \alpha. \qquad (2)$$

Wie oben erwähnt, kann die Unterachsung um so kleiner sein, je vollkommener die Straße ist; also wird bei Personenfuhrwerken auch der Sturz entweder ganz fortfallen, oder nur sehr gering gemacht werden. Bei schweren Frachtwagen mit breiten Felgen wird häufig auch nur eine geringe Unterachsung angewendet; dann werden aber die Speichen abwechselnd nach der einen und anderen Seite geneigt, um die von verschiedenen Richtungen kommenden Stöße übertragen zu können.

γ) *Den Felgen- oder Radkranz FF* (s. Abb. 6), der aus mehreren Teilen, den Felgen, zusammengesetzt und von einem rotwarm aufgezogenen, mit Nägeln oder versenkten Schrauben befestigten Eisenreif umgeben ist. Bei Luxusfuhrwerken, Fahrrädern und Motorwagen werden außerdem Gummischlauchreifen verwendet, die wesentlich zur Schonung der Fuhrwerke sowohl, als auch der Straßen beitragen.

Die Breite der Felgen muß zum Gesamtgewicht des Wagens in einem richtigen Verhältnis stehen, da zu schmale Felgen eine größere Zugkraft erfordern und die Straßen mehr abnutzen als breitere. Aus diesem Grunde sind vielfach Gesetze über die zulässige Felgenbreite der Räder im Zusammenhange mit den üblichen Ladegewichten erlassen worden[6]. Als gewöhnlich vorkommende Felgenbreiten führt LAISSLE[7] an: für Postwagen und gewöhnliches Lastfuhrwerk 5 bis 6 cm; für gewöhnliches Lastfuhrwerk 6 bis 7 cm; für schweres Lastfuhrwerk 8 bis 10 cm.

c) Federn und Bremsen sind Wagenbestandteile, die nicht alle Fuhrwerke besitzen, die jedoch in der Neuzeit namentlich bei Personenfuhrwerken nicht fehlen dürfen.

α) *Federn* verringern die Stöße und werden zu diesem Zweck zwischen dem Wagenkasten und dem Untergestell angebracht. Erfahrungsgemäß verkleinern sie auch die Bewegungswiderstände (s. § 5) der Wagen, tragen zur Annehmlichkeit des Fahrens bei und schonen die Straßenbefestigung.

β) *Bremsen* werden zur Verminderung der Wagengeschwindigkeit bei der Talfahrt verwendet und bestehen aus Holz- oder Eisenklötzen, die durch Schrauben vom Kutschersitz aus an den Radumfang eines oder beider Hinterräder angepreßt werden können, wodurch die Drehung des Rades verhindert wird und ein Schleifen desselben eintritt, das den Reibungswiderstand vergrößert. Den gleichen Zweck haben die Radschuhe oder Hemmschuhe, die bei starken Gefällen und namentlich bei schwereren Wagen, an einer Kette hängend, unter ein Hinterrad geschoben werden, wobei ebenfalls der Reibungswiderstand vergrößert, aber auch die Straßenoberfläche stark angegriffen wird.

d) Die Abmessungen und Gesamtgewichte der Fuhrwerke bestimmen einerseits die Abmessungen der Durchfahrten und Tore, sowie die Größe der Halbmesser von Straßenkrümmungen, andererseits sind sie auf die Befestigungsweise der Straßenoberfläche, auf die Größe der anzuwendenden Steigungen, auf die Ausnutzung der Zugkraft der Zugtiere und auf die Konstruktion und Bauart der Brücken (s. Band II dieses Lehrbuchs, Kap. VII) von Einfluß. Waren früher nur die größten und schwersten Frachtfuhrwerke maßgebend, so muß in neuerer Zeit auch auf die jetzt allgemein bei Straßenneubauten sowohl, als bei Straßenausbesserungen verwendeten Dampfstraßenwalzen (s. § 8), sowie auf die Motorwagen (Selbstfahrer) Rücksicht genommen werden. Nachstehende Tabelle I gibt eine Zusammenstellung der Abmessungen süddeutscher Fuhrwerke nebst ihren Eigengewichten und der Nutzlasten, die als Mittelwerte angesehen werden können.

---

[6]) S. F. v. LAISSLE, »Landstraßen«, »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, 4. Aufl. 1907, I. Teil, Bd. IV, Kap. I, S. 15, dem auch die Tabelle IV entnommen ist.

[7]) Ebenda S. 14.

Tabelle I. Abmessungen und Gewichte süddeutscher Fuhrwerke.

Bezeichnung des Wagens	1. Raddurchmesser in m	2. Radfelgenbreite in mm	3. Achsstand in m	4. Spurweite in m	5. Länge des Wagens ohne Deichsel m	6. Breite des Wagens m	7. Höhe in m	8. Eigengewicht in kg	9. Nutzlast in kg
Gewöhnliches Landfuhrwerk	0,92 / 1,17	65—70	2,4—3,5	1,15—1,20	4,0—5,0	1,75	1,6	600-1000	2000—2500
Gewöhnlicher Ernte- und Heuwagen	0,92 / 1,17	65—70	3,5	1,15—1,20	5,0	3,0—3,5	3,8—4,5	600-1000	2500—3000
Droschken und Equipagen	0,98 / 1,15	45—50	2,25	1,25—1,35	—	—	2,0	600-700	—
Pritschenwagen	0,75 / 0,90	70—80	2,5—3,0	1,2	4,0—4,5	1,75	1,4—1,5	1000-1300	2500—4000
Möbelwagen, vierspännig	0,75 / 0,92	90—100	2,9	1,35	4,85	2,3	3,1	2200	5000—6000
Straßenbahnwagen (elektr. Motor)	0,8 / 0,8	—	1,55	1,0	6,0—7,0	2,05	3,115	6500	2500
Langholzfuhrwerk für Stämme v. l m Länge	0,9 / 0,15	65—80	$^2/_3\,l$	1,15	l	—	—	800-1200	bis zu 4000
Straßendampfwalzen	1,1 / 1,7	—	3,2	2,0 Walzbreite	5,1	2,0	3,3	14000	—
Motorwagen f. Güterbeförderung von DAIMLER	0,95 / 1,05	90	2,62	1,30	5,2	1,7	—	2150	2500
Motorwagen f. Personen	0,91 / 0,92	vorn hint. 90—120	3,4	1,45	4,4	1,7	2,15	1800	—

In Spalte 1 bedeuten die oberen Zahlen die Durchmesser der Vorderräder, die unteren diejenigen der Hinterräder.
Bei der Wagenlänge ist die Deichsel nicht mitgerechnet. Hierfür sind noch etwa 4 bis 5 m, im Mittel 4,2 m zur Länge hinzuzuschlagen.
Bei der Straßendampfwalze kommen 9000 kg auf die Hinterachse und 5000 kg auf die Vorderachse.
Beim Motorwagen für Güterbeförderung entfallen von dem Gesamtgewicht 1700 kg auf die Vorderachse, 2950 kg auf die Hinterachse.

2. **Die Straßenbreite.** Die geringste anzuwendende Straßenbreite ist offenbar diejenige, welche für zwei sich begegnende Fuhrwerke genügenden Raum zum Vorüberfahren bietet. Es könnte zwar eine wenig befahrene Straße auch nur einer Wagenbreite angepaßt sein, wenn keine Seitengräben vorhanden sind und das anstoßende Gelände kein bebautes Land ist, daher ein Ausweichen gestattet, oder wenn in bestimmten untereinander übersehbaren Entfernungen Ausweicheplätze angelegt werden.

Eine solche Sparsamkeit ist jedoch höchstens bei Feldwegen gerechtfertigt, weil sich auf diesen wohl kaum zwei beladene Wagen, höchstens in der Erntezeit ein beladener und ein leerer Wagen, begegnen werden, wobei der letztere zur Not auf das neben dem Wege liegende abgeerntete Feld ausweichen kann. Bei Verkehrswegen wird man aber wohl stets darauf Bedacht nehmen müssen, daß mindestens zwei beladene Wagen aneinander vorüberfahren können. Für Hauptstraßen ist außerdem noch ein Fußweg, ein Bankett zum Ablagern des Straßenunterhaltungsmaterials und häufig, namentlich in Norddeutschland, noch ein sog. »Sommerweg« (s. § 9) für leichteres Fuhrwerk, Reiter und Viehherden erforderlich, so daß sich unter Berücksichtigung eines entsprechenden Spielraumes zwischen den verkehrenden Wagen für Straßen ohne Sommerweg eine geringste Gesamtbreite von 5,4 m ergibt[8]. Dabei wird:

[8] Vgl. die Ableitungen in F. v. LAISSLE, »Landstraßen«, »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, 4. Aufl. 1907, I. Teil, Bd. IV, Kap. I, S. 72 ff.

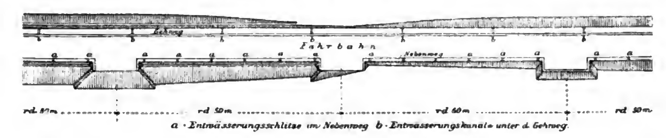
ein Pfad für zwei Fußgänger . . .	= 0,9 m
die Steinbahn für zwei Wagen . .	= 3,6 m
Raum für Materialien	= 0,9 m
zusammen	5,4 m

angenommen werden können.

Rechnet man für den Sommerweg 2,6 m, so ergibt dies für eine Straße mit Sommerweg eine Mindestbreite von 8 m. Da die Sommerwege die Breite der Straße und damit die Grunderwerbs- und Anlagekosten vermehren, so sind sie nur dort anzuordnen, wo die Bodenpreise billig, das Steinmaterial dagegen teuer ist, so daß bei größerer Straßenbreite an der alsdann schmäler (3 m) herzustellenden befestigten Steinbahn gespart werden kann.

Der Bankettstreifen für das Unterhaltungsmaterial kann durch besondere, in gewissen Abständen sich wiederholende seitliche Lagerplätze (s. Abb. 8) ersetzt werden, so daß sich dann die genannten geringsten Straßenbreiten um rund 1 m ermäßigen ließen.

Abb. 8. Anordnung seitlicher Lagerplätze.



Bei sehr verkehrsreichen Straßen, auf welchen die Wagen sich nicht nur häufig begegnen, sondern sich auch überholen, und auf denen lange Züge von Lastwagen hintereinander herzufahren pflegen, müssen die Abmessungen größer angenommen werden.

Nach den preußischen Vorschriften vom 17. Mai 1871 erhalten:

Straßen ohne Sommerweg

Breite der Steinbahn	7	5,6	5	5,6	5	5	4,5	4,5	4,5 m
Breite des Materialbanketts	2,25	2,2	2,25	2,0	1,8	1,5	1,8	1,5	1,5 m
Breite des Fußweges	2,25	2,2	2,25	1,4	1,2	1,0	1,2	1,5	1,0 m
Gesamtbreite	11,5	10,0	9,5	9,0	8,0	7,5	7,5	7,5	7,0 m

Straßen mit Sommerweg

Breite der Steinbahn	5,0	4,5	4,5	4,5	4,0 m
Breite des Sommerweges	3,0	3,0	2,5	2,5	2,5 m
Breite des Materialbanketts	2,0	1,5	1,5	1,5	1,5 m
Breite des Fußweges	1,5	1,0	1,0	0,5	1,0 m
Gesamtbreite	11,5	10,0	9,5	9,0	9,0 m

In Hessen erhalten die Staats- und Provinzialstraßen folgende Breiten:

	Staatsstraßen.	Provinzialstraßen.
Fahrbahn	5,0 m	5,0 m
Fußpfad mit Raum für das Aufsetzen des Unterhaltungsmaterials	2,5 m	2,5 m
Reitpfad	2,5 m	1,5 m
Gesamtbreite	10,0 m	9,0 m

In Baden erhalten:

	Gesamtbreite.	Fahrbahn.
Landstraßen mit Verkehr von 100 und mehr Zugtieren täglich	7,2 m	4,8 m
Landstraßen mit Verkehr von 60 bis 100 Zugtieren täglich . .	5,4—6,0 m	4,5—5,4 m
Straßen mit Verkehr von 30 bis 60 Zugtieren täglich	4,8—5,4 m	4,2 m
Straßen mit Verkehr von 30 Zugtieren und weniger täglich . .	4,2—4,8 m	3,6 m

In Württemberg erhalten:

	Fahrbahn.	Fußweg.	Nebenweg.
Straßen mit geringem Verkehr . . .	4,3—4,6 m	1,2—1,5 m	06, m
Straßen mit mittlerem Verkehr . . .	5—5,5 m	1,2—1,5 m	0,6 m
Straßen mit großem Verkehr	6—7,5 m	1,5—3,0 m	1,5—3,0 m

Das Unterhaltungsmaterial wird überall auf besonderen Lagerplätzen untergebracht (s. Abb. 8, S. 85). In der Neuzeit neigt man immer mehr dazu, die in früherer Zeit unnötig groß angenommenen Straßenbreiten für Landstraßen einzuschränken, schon weil der hohe Wert des Grund und Bodens dies erfordert. Daher kommen Sommerwege meist in Fortfall, und die Straße besteht aus einer Steinbahn, die durch zwei schmale Bankette oder auf der einen Seite durch einen erhöhten Fußweg eingefaßt wird. Unter solchen Vorraussetzungen empfiehlt Laissle[9]) als Gesamtbreite für:

a) Hauptstraßen (Staatsstraßen, Poststraßen) . . . . 6,0—10,0 m,
und zwar:

α) bei einem täglichen Verkehr von über 300 Zugtieren 10 m
β) bei einem täglichen Verkehr von 100—300 Zugtieren 8 m
γ) bei einem täglichen Verkehr von 50—100 Zugtieren 6 m

b) Verkehrsstraßen (Vizinalstraßen) . . . . 4,5—5,5 m
c) Feldwege für größere Güterbestände mit seitlichen Graben . . . . . . 3,6—4,5 m
d) Waldwege . . . . 3,6—5,2 m
e) Feldwege ohne Gräben . . . . 3,0—4,0 m

§ 4. Die Straßenquerschnitte (Querprofile) und die Entwässerung der Straßen. In den senkrecht zur Straßenmittellinie geführten lotrechten Schnitten, den sog. »Normalprofilen«, zeigen die Straßenquerschnitte bei einer zunächst wagerecht angenommenen Straße: ihre Breite, die Form ihrer Oberfläche, die Dicke der Straßenbefestigung, die Seitenböschungen des Straßenkörpers oder Straßendammes und die Form der Straßengräben, also alle für den Bau der Straße erforderlichen Breiten- und Höhenabmessungen in dem betreffenden Stationspunkte der Straße.

Bezüglich des den Unterbau der Straße bildenden Straßendammes bzw. Einschnittes, sowie bezüglich der Boden- und Böschungsverhältnisse ist auf Kap. I, §§ 10 bis 14 dieses Lehrbuches zu verweisen, die Dicke der Straßenbefestigung kommt im § 8 zur Erörterung, dagegen muß hier noch die Bildung der oberen Begrenzung der Straßenquerschnitte, sowie die dazu in Beziehung stehende Entwässerung der Straßen besprochen werden.

1. Die Form der Straßenoberfläche. Würde man die obere Begrenzung des Straßenquerschnittes als wagerechte Linie annehmen, so könnte das Schnee- und Regenwasser nicht seitlich in die Gräben abfließen; es würde auf wagerechten Straßenstrecken bis zur völligen Verdunstung stehen bleiben, dabei zum Teil in die Straßenbefestigung eindringen, diese aufweichen und damit die Abnutzung und die Bildung von Radspuren befördern. Bei fallenden Straßenstrecken würde das Wasser zwar der Straßenlänge nach ablaufen können, dabei aber die Straßenoberfläche angreifen und auswaschen.

Es muß daher der Straßenquerschnitt so geformt sein, daß das Wasser rasch in die Seitengräben abgeführt wird. Dies kann erreicht werden, indem man die Straßenoberfläche nach der einen Seite neigt, wie es bei Gebirgsstraßen, die am Talhang entlang geführt sind, häufig geschieht, und zwar neigt man in diesem Falle die Straßenfläche nach der Talwand zu, wodurch gleichzeitig für die Fuhrwerke eine größere Sicherheit

9) »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, 4. Aufl. 1907, I. Teil, Bd. IV, Kap. I, S. 74.

gegen das Abgleiten nach dem Abgrund hin erzielt wird. In der Regel jedoch gibt man der Straßenoberfläche eine nach beiden Seiten gerichtete Querneigung, die entweder durch eine Kreislinie (s. Abb. 9), oder durch eine geradlinige, in der Mitte abgerundete dachförmige Begrenzung (s. Abb. 10) erreicht werden kann.

Bei Anwendung der kreisförmigen Begrenzung nach Abb. 9 entsteht der Nachteil, daß die Querneigung nach den Seiten immer mehr zunimmt, wodurch die Fuhrwerke leicht ins Rutschen kommen und daher stets die Mitte der Straße einzuhalten bestrebt sein werden, was eine stärkere Abnutzung der Straßenmitte zur Folge hat. Auch wird das an der Seite befindliche Straßenbankett oder der Fußweg durch seine starke Querneigung unbequem für die Fußgänger. Gibt man aber dem Fußweg eine geringere Neigung oder macht man ihn wagerecht, so fließt das Wasser langsamer oder gar nicht ab und lagert bei C (s. Abb. 9) den Straßenschlamm ab.

Abb. 9. Kreisförmige Querschnittbegrenzung.

Abb. 10. Querschnittbegrenzung mit geraden Linien.

Diese Nachteile, die um so geringer sein werden, je kleiner die Überhöhung h gemacht werden kann, und daher bei städtischen Straßen mit ihren glatteren Oberflächen und den erhöhten Fußwegen nicht in Betracht kommen (s. § 13), fallen bei Anwendung geradliniger Begrenzung nach Abb. 10 ganz fort, weshalb diese in der Regel für Landstraßen gewählt wird. Hierbei erhält die Oberfläche auf die ganze Breite nach beiden Seiten ein gleichmäßiges, passend zu wählendes Gefälle, das bei gleicher Überhöhung h daher an den Straßenseiten kleiner ausfällt, als bei der kreisförmigen Begrenzung, während die in der Mitte entstehende scharfe Kante durch Abwalzen abgerundet wird.

a) Das Quergefälle der Straßen. Die Größe der Überhöhung h, durch deren Verhältnis zur Straßenbreite b das Quergefälle festgelegt wird, richtet sich nach der Rauheit der Straßenfläche und nach dem Längsgefälle der Straße; sie verringert sich also bei starkem Längsgefälle und wenn die Oberfläche der Straßenbefestigung sich gleichmäßig glatt erhalten läßt. Für Steinschlagstraßen[10]) wurde früher das Verhältnis $\frac{h}{b} = \frac{1}{24}$ angenommen. Entsprechend der besseren Unterhaltung der Landstraßen gelten jetzt die Werte:

$$\text{für Steinschlagbahnen: } \frac{h}{b} = \frac{1}{36} \text{ bis } \frac{1}{40} = 6 \text{ bis } 4\%,$$

$$\text{für Pflasterstraßen: } \frac{h}{b} = \frac{1}{50} \text{ bis } \frac{1}{80} = 4 \text{ bis } 2{,}5\%.$$

Sommerwege und Reitwege erhalten meist ein Seitengefälle von 4 bis 5%; für Fußwege sind 4% schon unbequem zu begehen, daher wird für diese das Gefälle meist auf 3% ermäßigt.

b) Erhöhte Fußwege werden bei Landstraßen selten[11]), nur in der Nähe größerer

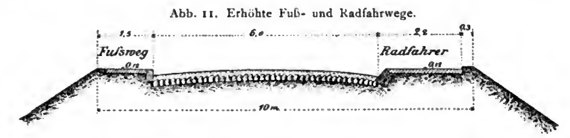
[10]) Die entsprechenden Werte von h für die Straßenbefestigungen städtischer Straßen finden sich im § 13 dieses Kapitels.

[11]) Nur in Württemberg war es seit jeher üblich, die Straßenbankette und Fußwege etwas höher als die Fahrbahn anzulegen (s. Abb. 11); vgl. F. v. Laissle, »Landstraßen«, »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, 4. Aufl. 1907, I. Teil, Bd. IV, Kap. I, S. 76, 78 u. 104.

Städte und bei Klinkerstraßen (s. § 8) angewendet, sind aber für die Fußgänger, der größeren Sicherheit wegen, bei starkem Wagenverkehr sehr angenehm. Durch ihre um etwa 10 bis 15 cm höhere Lage wird der Straßenquerschnitt auch bezüglich der Entwässerung der Straßenoberfläche verändert, da zwischen dem Fußweg und der Fahrbahn entweder ein Graben, oder, wie bei städtischen Straßen (s. § 13), eine Gosse angelegt werden muß, die in Abständen von etwa 30 m mittels Röhren durch die Fußwegerhöhung hindurch zu entwässern ist (s. Abb. 19, S. 90). Die Einfassung der Fußwege geschieht in diesem Fall am besten durch Bord- oder Randsteine (s. Abb. 19 und § 9); weniger dauerhaft ist eine Raseneinfassung (s. Abb. 11 rechts). Das Quergefälle wird entweder nach der Gosse oder nach dem auf der Außenseite befindlichen Straßengraben zu mit etwa 1/25 bis 1/35 angenommen.

c) Selbständige Radfahrwege werden in neuerer Zeit vielfach auf Landstraßen angestrebt, und es ist ihrer Unterbringung eine gewisse Berechtigung nicht abzusprechen. Auch sie würden den Straßenquerschnitt in gewissem Sinne beeinflussen, und ähnliche Erwägungen wie bei den Fußwegen führen dazu, sie entweder in gleicher Höhe mit der Fahrbahn, durch ein Schutzgitter oder durch Sicherheitssteine von dieser abgegrenzt, oder erhöht und ähnlich wie die höher liegenden Fußwege, mit entsprechender Röhrenentwässerung versehen, anzulegen. Die letztere Anordnung, die einem Vorschlage von LAISSLE[12]) gemäß in Abb. 11 veranschaulicht ist, würde allerdings für die Radfahrer die Unbequemlichkeit haben, daß sie jedesmal bei einer Straßenkreuzung ab- bzw. wieder aufsitzen müßten.

Abb. 11. Erhöhte Fuß- und Radfahrwege.



2. **Die Straßenentwässerung** erfolgt durch die die Straße seitlich begrenzenden Straßengräben, welche den doppelten Zweck erfüllen müssen, sowohl das von der Straßenoberfläche abfließende Wasser aufzunehmen und den natürlichen Wasserläufen zuzuführen, als auch den Untergrund zu entwässern und den Straßenkörper trocken zu erhalten. Aus diesem Grunde muß der Wasserspiegel des Grabens etwa 30 cm unter der Unterkante der Straßenversteinung liegen. Die üblichen Grabenabmessungen ergeben sich aus Abb. 12.

Abb. 12. Straßengraben. Abb. 13. Drainierung eines Straßenkörpers.



Im Einschnitt sind stets Gräben anzubringen (s. Kap. I, § 16, S. 61). Bei sehr fettem und nassem Boden muß außerdem eine Drainierung erfolgen, bei welcher die Längsdrains *D* (s. Abb. 13) mit einem Gefälle von 1 : 100 bis 1 : 1000 in der Straßenrichtung, die senkrecht zu den Seitengräben abzweigenden Entwässerungsröhren in gleichmäßigen Abständen mit etwas stärkerem Gefäll in einer Tiefe von mindestens 0,9 m angeordnet werden, um sie vor den Frosteinwirkungen zu schützen.

Liegt die Straße im Gefälle, so erhalten die Gräben in der Regel dasselbe Gefälle, das aber nicht unter 1 ‰ betragen sollte, so daß in sehr flach geneigten Straßenstrecken das Grabengefälle verstärkt werden muß. Man erreicht dies dadurch, daß man die

[12]) a. a. O. S. 106.



Gräben von der Mitte des Einschnitts gegen die Enden zu vertieft. Ist das Gefälle der Gräben sehr stark (je nach dem Untergrund 4 bis 8 %), so müssen Grabenwandungen und Sohle gegen Auswaschung durch Rasenbelag oder durch Abpflasterung geschützt werden.

Im Auftrag liegende Straßen bedürfen der Seitengräben nur, wenn die Auftraghöhe geringer als 0.4 m ist, oder wenn das Gelände ansteigt, und in diesem Fall auch nur auf der Bergseite zur Aufnahme des vom Gelände und von der Straße abfließenden Wassers (s. Abb. 14), das in geeigneten Abständen mittels Röhren oder mittels Durchlässen (s. Band II dieses Lehrbuches, Kap. VII) durch den Straßenkörper hindurch zu führen ist.

Abb. 14. Straßengraben im Auftrag.



Abb. 15. Straße im Überflutungsgebiet.



Liegt die Straße im Überflutungsgebiet, so kann man, wenn die etwaigen Überflutungen nicht lange andauern, die ganze Straße überfluten lassen. Dabei ist es aber zum Schutz der Straßenoberfläche erwünscht, landeinwärts einen Fußweg mit erhöhtem Rand anzulegen (s. Abb. 15), damit das Überströmen des Wassers erst beginnt, wenn die Fahrbahn bereits unter Wasser liegt und somit ein eigentliches Auswaschen der Straße nicht erfolgen kann. Die abwärts liegende Böschung muß durch Abpflasterung oder durch entsprechende Bepflanzung gegen Ausspülung gesichert werden. Besser für die Erhaltung der Straße ist es jedoch, die Dammkrone etwa 60 cm höher als das höchste Hochwasser anzulegen, entsprechend weite Brücken und an einzelnen geeigneten Stellen gepflasterte Mulden zum Überströmen des Wassers anzuordnen. Solche gepflasterte Mulden kommen im Hochgebirge auch an Stellen zur Verwendung, die von sog. »Murgängen« durchschnitten werden.

3. **Querschnitte ausgeführter Straßen.** In verschiedenen Ländern bestehen bezüglich der Hauptstraßen Vorschriften für die Ausbildung der Straßenquerschnitte, denen meist die oben entwickelten Grundsätze als Unterlage gedient haben. Bei Verkehrs- und Feldwegen hat man in der Regel größere Freiheit und wird den örtlichen Verhältnissen entsprechend die erwähnten Grundsätze anzuwenden haben. Einige Beispiele verschiedenartiger Straßenquerschnitte mögen hier zur weiteren Belehrung folgen.

Abb. 16 zeigt den Querschnitt eines mit Gräben versehenen Feldweges. Die Abb. 17 und 18 geben Querschnitte preußischer Hauptstraßen, ohne und mit Sommerweg, die mit ihren großen Abmessungen hauptsächlich dem Tiefland angepaßt erscheinen.

Abb. 16. Feldweg.

Abb. 17. Preußische Hauptstraße ohne Sommerweg.

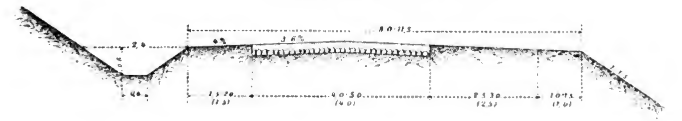


Abb. 19 stellt eine württembergische Straße mit geringem Verkehr (30 bis 60 Zugtiere täglich, s. S. 86) dar, bei welcher Fußwege und Bankette erhöht angebracht sind. Für die Unterhaltungsmaterialien ist kein Bankettstreifen vorgesehen, son-

Abb. 18. Preußische Hauptstraße mit Sommerweg.

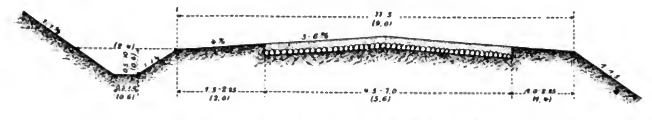
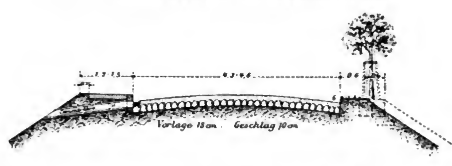


Abb. 19. Württembergische Straße mit geringem Verkehr.



dern es sind, wie S. 85 erwähnt (s. Abb. 8, S. 85), besondere Lagerplätze in 50 m Entfernung vorhanden, die im Straßenquerschnitt (s. Abb. 19) punktiert angegeben wurden.

Abb. 20. Straße von Pontebba. M. 1 : 250.

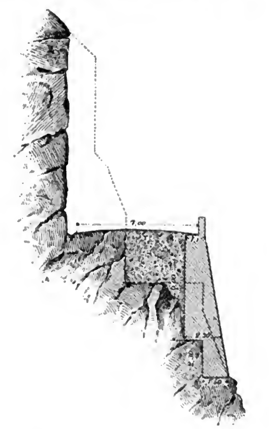
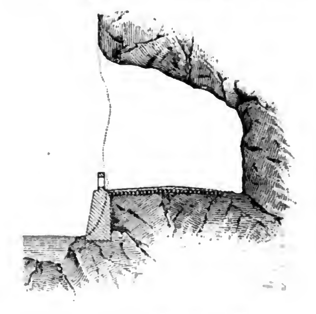


Abb. 21. Gebirgsstraße mit überhängendem Felsen.



Die Landstraßen für stärkeren Verkehr (s. S. 85) zeigen dieselbe Einteilung, nur sind die Breitenabmessungen entsprechend größer[13].

Die Abb. 20 bis 23[14]) zeigen die Eigenarten der Querschnitte bei Gebirgs-

[13]) S. F. v. Laissle, »Landstraßen« »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, 4. Aufl. 1907, I. Teil, Bd. IV, Kap. I, Taf. IV, Abb. 1 u. 2.

[14]) Die Abb. 23 ist der Deutschen Bauzeitung 1903, S. 484, entnommen.

straßen. Entweder ist die felsige Talwand steil angeschnitten (s. Abb. 20), oder sie hängt über (s. Abb. 21), wenn die Felsart genügende Sicherheit gegen Ablösung und Herabstürzen bietet, oder es wird eine Stützmauer erforderlich (s. Abb. 22), um den bröckeligen Felsen oder den weichen Boden des Talhanges abzustützen, oder endlich ist es erforderlich, die Straße gegen das Herabstürzen von Schutt- und Lawinenmassen durch tunnelartig überwölbte »Galerien« (s. Abb. 23) zu schützen. An weniger gefährdeten Stellen können auch hölzerne Schutzdächer genügen. Gegen das Tal hin wird in den drei erstgenannten Fällen stets eine Stützmauer zur Unterstützung der Straße erforderlich (siehe Abb. 20 bis 22), da man sonst die Straße zu tief in die Talwand einschneiden müßte, wodurch die Erd- und Felsarbeiten und damit die Anlagekosten sich wesentlich vergrößern würden. In manchen Fällen genügt eine kräftige Abpflasterung, wie sie Abb. 24 zeigt.

Abb. 22. Straße am Comer See. M. 1 : 100.

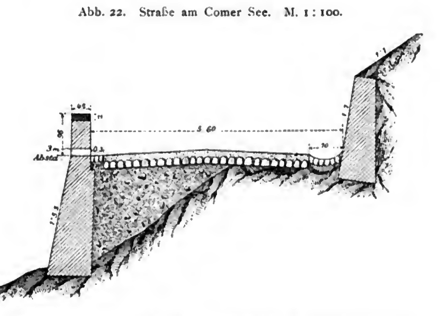
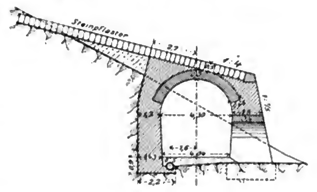
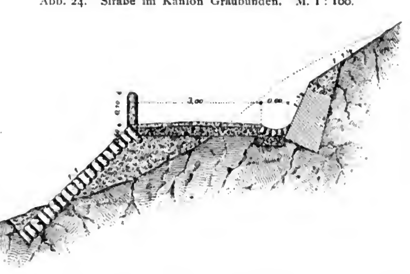


Abb. 23. Lawinengalerie der Albulastraße.



Der Graben an der Talwand ist in den durch Abb. 20 bis 24 gebrachten Beispielen durch eine gepflasterte Gosse ersetzt, da hierdurch an Straßenbreite gespart wird und die eigentliche Aufgabe des Grabens, den Straßenkörper trocken zu erhalten, hier infolge des festen Untergrundes fortfällt.

Abb. 24. Straße im Kanton Graubünden. M. 1 : 100.



§ 5. Widerstände der Straßenfuhrwerke, die Zugkraft der Zugtiere und die Straßensteigungen.

Von dem Ladegewicht und dem Widerstande der Straßenfuhrwerke ist die ausnutzbare Zugkraft der Zugtiere abhängig und von dieser die zulässige größte Straßensteigung. In dieser Reihenfolge müssen daher die einschlägigen Untersuchungen vorgenommen werden.

1. Als **Widerstände der Straßenfuhrwerke** kommen bei ihrer Bewegung hauptsächlich die Zapfenreibung in der Radnabe und der am Umfang der Räder beim Rollen entstehende Widerstand, die sog. rollende Reibung in Betracht. Beide zusammen bewirken den Gesamtwiderstand W, der durch eine Erfahrungsziffer μ berücksichtigt werden kann, so daß der durch das Fuhrwerk auf wagerechter Bahn erzeugte Widerstand sich durch

$$W_1 = \mu \cdot Q \tag{3}$$

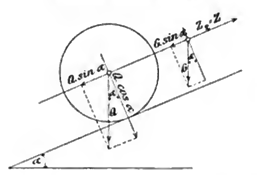
ausdrückt, wenn Q das auf die Räder eines Wagens sich gleichmäßig verteilende Wagengewicht nebst Ladung bezeichnet.

Zur Bestimmung dieser Widerstandsziffer μ sind von GERSTNER, BRIX, DUPUIT, EMMERY, MORIN u. a. Versuche angestellt worden, die sich auf die Berücksichtigung der Raddurchmesser, der Achsschenkeldurchmesser, der Radfelgenbreite, der Bauart der Wagen, der Geschwindigkeit der Fahrt und der Beschaffenheit der Straße beziehen und in ihren Ergebnissen darin übereinstimmen, daß bei zunehmendem Raddurchmesser der Widerstand abnimmt, und daß die Vergrößerung der Radfelgenbreite auf zusammendrückbarem Boden den Widerstand vermindert. Den Haupteinfluß übt aber die Beschaffenheit der Straße auf die Größe des Widerstandes aus, so daß für Zwecke der Praxis die nachstehend zusammengestellten Werte von μ als Mittelwerte gelten können[15].

Tab. II. Mittelwerte der Widerstandsziffer μ.

Beschaffenheit der Straße		Mittelwerte von μ
Erdbahnen:	loser Sand	$^1/_7 = 0,157$
	schlechter Erdweg	$^1/_{10} = 0,1$
	trockener, fester Erdweg	$^1/_{20} = 0,05$
Steinbahnen:	loser Schotter	$^1/_7 = 0,157$
	kotige Steinbahn	$^1/_{25} = 0,04$
	trockene gute Steinschlagbahn	$^1/_{33} = 0,03$
Pflasterstraßen:	schlechtes Steinpflaster	$^1/_{25} = 0,04$
	gutes, ebenes Steinpflaster	$^1/_{50} = 0,02$
	sehr gutes Steinpflaster	$^1/_{75} = 0,013$
	gutes Holzpflaster	$^1/_{55} = 0,018$
	Asphaltbelag	$^1/_{133} = 0,0075$
Schneebahn (für Schlitten) fest eingefahren		$^1/_{30} = 0,033$

Abb. 25. Widerstand und Zugkraft auf geneigter Straßenfahrbahn.



Bei einer unter dem Winkel α geneigten Straßenfahrbahn muß das Wagengewicht Q in die beiden Seitenkräfte $Q \cdot \cos \alpha$ und $Q \cdot \sin \alpha$ (siehe Abb. 25) zerlegt gedacht werden. Nur die senkrecht zur Straßenlinie gerichtete Seitenkraft $Q \cdot \cos \alpha$ wird durch die Reibung beeinflußt, so daß hier der Gesamtwiderstand für die Bergfahrt ist:

$$W_2 = \mu \cdot Q \cdot \cos \alpha + Q \cdot \sin \alpha \tag{4}$$

oder:

$$\frac{W_2}{\cos \alpha} = Q(\mu + \operatorname{tang} \alpha). \tag{5}$$

Da aber der Winkel α hier sehr klein und selbst bei 20° (Steigung 1 : 5, was bei Straßen nie vorkommt) der $\cos \alpha = 0,98$ ist, so kann genügend genau $\cos \alpha = 1$ gesetzt werden; dann ergibt sich:

für die Bergfahrt: $W_2 = Q(\mu + \operatorname{tang} \alpha)$, (6)

für die Talfahrt: $W_2 = Q(\mu - \operatorname{tang} \alpha)$. (7)

[15] S. F. v. LAISSLE, »Straßenbau«, »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, 4. Aufl. 1907. I. Teil, Bd. IV, Kap. I, S. 23.

Wird dieser Ausdruck für die Talfahrt negativ, so muß statt einer Zugkraft die Bremse angewendet werden.

2. **Die Zugkraft der Zugtiere** berechnet sich für Straßenfuhrwerke in jedem einzelnen Fall aus den oben in Gleichung 3, 6 und 7 abgeleiteten Widerständen. Für die wagerechte Straße wird also nach Gleichung 3:

$$Z_1 = W_1' = \mu \cdot Q. \tag{8}$$

Für ansteigende oder fallende Straßenstrecken wird, da noch die Seitenkraft $G \cdot \sin \alpha$ des Zugtiergewichtes G zu berücksichtigen ist (s. Abb. 25):

$$Z_2 = W_2' \pm G \cdot \sin \alpha \tag{9}$$

oder nach Gleichung 4:

$$Z_2 = Q(\mu \cdot \cos \alpha \pm \sin \alpha) \pm G \cdot \sin \alpha. \tag{10}$$

Unter Vernachlässigung von $\cos \alpha$ nach erfolgter Division, wie oben, wird:

$$Z_2 = W_2' \pm G \cdot \text{tang}\, \alpha = \mu \cdot Q \pm (Q + G)\, \text{tang}\, \alpha, \tag{11}$$

wobei wieder das negative Zeichen für die Talfahrt gilt und, falls Z_2 negativ ausfällt, die Notwendigkeit einer »Aufhaltekraft« bedeutet, die nach BOCKELBERG etwa $\frac{2}{5}$ bis $\frac{2}{3}$ der normalen Zugkraft erreichen darf, in der Regel jedoch durch die Anwendung der Bremse unnötig wird.

Für $\alpha = o$ geht die Gleichung 11 in die Gleichung 8 über, so daß dann:

$$Z_1 = Z_2 = \mu \cdot Q \tag{12}$$

wird, weshalb der Ausdruck für Z_2 als der allgemeinere angesehen und ganz allgemein für die Zugkraft gesetzt werden kann:

$$Z = \mu \cdot Q \pm (Q + G)\, \text{tang}\, \alpha. \tag{13}$$

Für das in Prozenten ausgedrückte Verhältnis der wirklichen Zugkraft Z zum Zugtiergewicht G, also für den Ausdruck $\frac{Z}{G}\, 100$ hat man die Bezeichnung: »Einheitszugkraft« eingeführt. In der allgemeinen Form schreibt sich also diese Einheitszugkraft

$$E = \mu \cdot \frac{Q}{G}\, 100 \pm 100 \left(\frac{Q + G}{G}\right) \text{tang}\, \alpha, \tag{14}$$

oder wenn $\frac{Q}{G} = P$ gesetzt und $\text{tang}\, \alpha$ als relatives Gefälle mit i bezeichnet wird, erhält man die von LECHALAS gewählte Form:

$$E = P(\mu \pm i) \pm 100\, i. \tag{15}$$

Wird für die Talfahrt dieser Ausdruck negativ, so nimmt LECHALAS an, daß $E = o$ gesetzt und die Vermehrung des Widerstandes der Fuhrwerksbremse zugemutet werden kann. Benutzt wird die »Einheitszugkraft« als Grundlage für die Berechnung der Verkehrsgeschwindigkeit auf einer gegebenen Straßentrasse, namentlich zur wirtschaftlichen Vergleichung in Wettbewerb tretender Straßenzüge[16]) (s. § 2 unter 2b, S. 79).

Die Größe der in jedem einzelnen Fall in Anschlag zu bringenden Zugkraft der Zugtiere hängt wesentlich von der anzuwendenden Geschwindigkeit und von der Arbeitsdauer ab, denn die mögliche Gesamtleistung eines Zugtieres ist stets gleich dem Produkt aus Kraft (Z) und Weg. Der Weg ist aber hier gleichbedeutend mit dem Produkt aus

[16]) Vgl. L. VON WILLMANN, »Straßenbau«, Fortschr. d. Ing.-Wissensch., II. Gruppe, Heft 4, S. 9, und die dort angegebene Literatur.

der Geschwindigkeit v und der Zeit τ, d. h. der Arbeitsdauer; die **Gesamtleistung** wird sich also durch:

$$L = Z \cdot v \cdot \tau \tag{16}$$

darstellen. Soll die Tagesleistung L also dieselbe bleiben, so wird bei Änderungen von v und τ auch Z sich ändern müssen.

Diese Beziehungen hat man versucht in Formeln einzukleiden. Die bekannteste und gebräuchlichste ist die MASCHEKsche Formel:

$$Z = z\left(3 - \frac{v}{c} - \frac{\tau}{t}\right), \tag{17}$$

in der z eine mittlere Zugkraft, c eine mittlere Geschwindigkeit und t eine mittlere Arbeitsdauer bedeuten, für welche Werte nachgewiesen werden kann, daß stets:

$$L_{max} = z \cdot c \cdot t. \tag{18}$$

Dieser Bedingung genügt die Formel von MASCHEK, denn für $v = c$ und $\tau = t$ wird in Gleichung 17 auch $Z = z$. Ferner erhält man für:

$v = o$ und $\tau = o$ die Zugkraft $Z = 3z$,

d. h. die Kraft beim »Anziehen«, wo also noch keine Geschwindigkeit und keine Arbeitsdauer vorhanden ist, kann dreimal so groß werden als die mittlere Zugkraft, weil sie nur eine ganz kurze Zeit ausgeübt zu werden braucht. Diesen Grenzwerten entspricht die Formel in genügender Weise, während sie für die Annahme $Z = o$ und $\tau = o$, wobei auch $z = o$ sein muß, für die Geschwindigkeit v den der Erfahrung nicht entsprechenden Wert: $v = 3c$ ergibt, d. h. es wäre danach dem Zugtier auch auf ganz kurze Zeit ($\tau = o$) mit der dreifachen mittleren Geschwindigkeit nicht möglich, eine Last zu ziehen, was nicht zutrifft. Für mittlere Werte von v und τ dagegen gibt die MASCHEKsche Formel annähernd richtige Ergebnisse[17].

Die Zugkraft beträgt beim Pferd etwa $\frac{1}{5}$ des Eigengewichtes und, da dieses durchschnittlich 375 kg wiegt, demnach im Mittel 75 kg. Beim Maultier ist die Zugkraft zu 45 bis 68 kg, beim Esel zu 28 bis 40 kg, beim Ochsen zu 60 bis 102 kg beobachtet worden.

Als Mittelwerte der in der MASCHEKschen Formel vorkommenden Größen können für ein Lastpferd angenommen werden:

die mittlere Zugkraft $z = 75$ kg,
die mittlere Geschwindigkeit $c = 1{,}1$ m in der Sekunde,
die mittlere Arbeitszeit $t = 8$ Stunden täglich.

In die Formel 17 eingesetzt, erhält man:

$$Z = 75\left(3 = \frac{v}{1{,}1} - \frac{\tau}{8}\right) \tag{19}$$

und kann für verschiedene Annahmen zweier der Größen Z, v und τ die dritte berechnen.

Ist man genötigt, mit der Zugkraft Z vom Mittelwert abzuweichen, so kann nach LAUNHARDT durch Gleichsetzen von $\frac{v}{c} = \frac{\tau}{t}$ ein relativer Größtwert für L erreicht werden, so daß sich dann die MASCHEKsche Formel vereinfacht in:

[17]) Vgl. F. v. LAISSLE, »Landstraßen«, »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, 4. Aufl. 1907, I. Teil, Bd. IV, Kap. I, S. 27, wo auch Berechnungen der Zugkraft bei verschiedenen Geschwindigkeiten, sowie der Brutto- bzw. Nutzlast der Pferde auf Straßen mit verschiedenen Steigungen ausgeführt sind.

$$Z = z\left(3 - 2\frac{v}{c}\right) = z\left(3 - 2\frac{\tau}{t}\right) \tag{20}$$

oder

$$Z = 75\left(3 - 2\frac{v}{1,1}\right) = 75\left(3 - 2\frac{\tau}{8}\right) \tag{21}$$

wenn die obigen Mittelwerte eingesetzt werden [18].

3. **Die größte zulässige Steigung der Straßen.** Aus der allgemeinen Gleichung 11 für die Zugkraft:

$$Z = \mu \cdot Q \pm (Q + G) \operatorname{tang} \alpha$$

ergibt sich für den Steigungswinkel α einer Straße für die Bergfahrt, also unter Berücksichtigung des positiven Zeichens:

$$\operatorname{tang} \alpha = \frac{Z - \mu \cdot Q}{Q + G}. \tag{22}$$

Die größte Steigung einer Straße kann somit aus der mittleren Zugkraft der gebräuchlichsten Zugtiere, ihrem Gewicht, dem Wagen- und Ladegewicht der landesüblichen Fuhrwerke und der der Straßenart zukommenden Widerstandsziffer μ (s. S. 92) ermittelt werden. Wird in Gleichung 22 der bei wagerechter Straße geltende Wert von Z, d. h.

$$Z_1 = \mu \cdot Q$$

eingesetzt, so erhält man naturgemäß:

$$\operatorname{tang} \alpha = o. \tag{23}$$

Die Formel deutet damit gleichzeitig an, daß auf steigenden Straßen entweder die zu befördernde Last geringer anzunehmen oder die Zugkraft zu vergrößern ist. Im Gebirge und Hügellande wird also die Normalladung der Wagen kleiner als im Tieflande gewählt werden müssen, während in letzterem, wo Straßenstrecken mit stärkerem Gefälle die Ausnahme bilden, auf kurze Strecken bis zu 600 m Länge, unter Verminderung der Geschwindigkeit, die Zugkraft verdoppelt werden kann, während sie auf längere Strecken durch Vorspann vergrößert werden muß.

Verdoppelt man die Zugkraft, d. h. setzt man

$$Z = 2\,Z_1 = 2\,\mu \cdot Q, \tag{24}$$

so wird:

$$\operatorname{tang} \alpha = \frac{2\,\mu \cdot Q - \mu \cdot Q}{Q + G} = \frac{\mu \cdot Q}{Q + G}. \tag{25}$$

Vernachlässigt man das Gewicht G des Zugtieres gegenüber dem viel größeren Wagen- und Ladegewicht Q, so ergibt sich aus Gleichung 25

$$\operatorname{tang} \alpha_0 = \mu, \tag{26}$$

d. h. die Tangente des Steigungswinkels α_0, bei welchem die Zugkraft der Zugtiere auf kurze Zeit verdoppelt werden kann, ist gleich der Widerstandsziffer μ der Straße, und je kleiner μ, d. h. je glatter die Straßenoberfläche ist, um so geringer muß die Steigung angenommen werden, wenn nicht das auf dem übrigen Teil der Straße zu befördernde größte Ladegewicht beeinträchtigt oder an den steigenden Straßenstellen Vorspann angewendet werden soll.

Demnach wäre als zulässige größte Steigung im Flachlande anzusehen:

für Schotterstraßen ($\mu = \frac{1}{33}$) also tang $\alpha = 0{,}03$, d. h. 3%,
für Pflasterstraßen ($\mu = \frac{1}{50}$) also tang $\alpha = 0{,}02$, d. h. 2%.

---

[18] Launhardt, Ztschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1867, S. 198; 1880, S. 345, und L. v. Willmann, Straßenbau, Fortschr. d. Ing.-Wissensch., II. Gruppe, 4. Heft, S. 4.

Bei Hügelland- und Gebirgsstraßen gilt für die zulässige größte Steigung die Formel 22, und hängen die Steigungsverhältnisse wesentlich von der Wahl des zu befördernden Ladegewichtes und von der Größenannahme der Zugkraft ab. Wird z. B. $Z = z = 75$ kg, $Q = 1600$ kg für ein Pferd, $G = 350$ kg und $\mu = 0{,}03$ gesetzt[19], so ergibt die Formel 22:

$$\operatorname{tang} \alpha = \frac{75 - 0{,}03 \cdot 1600}{1600 + 350} = 0{,}0136, \text{ d. h. } 1{,}36\%.$$

Wird zur Feststellung der größten zulässigen Steigung für kurze Strecken die Zugkraft $Z = 2z = 150$ kg angenommen, so erhält man:

$$\operatorname{tang} \alpha = \frac{150 - 0{,}03 \cdot 1600}{1600 + 350} = 0{,}0522, \text{ d. h. } 5{,}22\%.$$

Bei geringeren Lasten ergeben sich entsprechend größere Steigungen.

Als empfehlenswerte größte Steigungen führt Laissle[20] an:

für Hauptstraßen in der Ebene	3%,
für Hauptstraßen im Hügellande	4—5%,
für Hauptstraßen im Gebirge	6%,
für Alpenstraßen	7—8%,
für Verbindungsstraßen	6—7%,
für Feld- und Waldwege mit Talbeförderung	10—12%.

§ 6. Der Höhenplan (Längenprofil) der Straßen und die zweckmäßigsten Steigungen. Der Höhenplan einer Straße entsteht, wenn eine die Mittellinie der Straße enthaltende lotrechte Fläche, nachdem vorher in ihr die Schnittlinien mit der Straßen- und Geländeoberfläche eingezeichnet wurden, in eine Ebene ausgebreitet wird. In diesem Höhenplan zeigen sich sämtliche Steigungen und Gefällsbrüche, und um die bisweilen nur geringen Höhenunterschiede im Längengefälle der Straßen und im Geländeprofil schärfer hervortreten zu lassen, werden stets die Höhenabmessungen in einem größeren Maßstabe (nach den preußischen Vorschriften 25mal größer, s. S. 80) als die Längen aufgetragen, so daß das Längenprofil durch diese Verzerrung an Deutlichkeit gewinnt. Auf die Art der sonstigen Behandlung der Höhenpläne braucht hier nicht näher eingegangen zu werden, da sie im wesentlichen dieselbe wie im Eisenbahnbau (s. Kap. III) ist und sich in ihren Einzelheiten in jedem Lande nach den dort geltenden Vorschriften zu richten hat.

1. **Die Annahme der Straßensteigungen** richtet sich, wie in § 5 gezeigt wurde, nach der Oberflächenbeschaffenheit der Straßen, nach der Zugkraft der Zugtiere in Verbindung mit dem üblichen Ladegewicht der Wagen und damit nach der Oberflächenbeschaffenheit des Landes; denn im Flachlande, wo nur geringe Steigungen vorkommen, kann man das durchschnittlich zu befördernde Gewicht einer Wagenladung größer annehmen, als im Hügel- oder Gebirgslande, wo man der Geländebeschaffenheit wegen zur Anwendung stärkerer Steigungen gezwungen ist, um nicht zu unvorteilhafte Straßenlängen zu erhalten. Es würde also ein Fehler sein, wollte man in den Linienzug einer Flachlandstraße eines Geländehindernisses wegen eine steile Straßenstrecke einschalten, da man hierdurch an dieser Stelle zur Vergrößerung der Zugkraft durch Vorspann gezwungen würde, oder die Zugtiere sich auf dieser Strecke bedeutend mehr, vielleicht über das zulässige Maß hinaus, anstrengen müßten.

[19]) Laissle a. a. O. S. 33.
[20]) Daselbst S. 35.

Die Ermittelung der größten zulässigen Steigung, wie sie im § 5 behandelt wurde, gibt zwar für solche Fälle gewisse Anhaltspunkte, ist jedoch noch nicht maßgebend für die Verteilung der Straßensteigungen auf einer längeren Straßenstrecke, da diese wesentlich von der Geländegestaltung und von der Art des Verkehrs abhängt.

Für einen gleichmäßigen Verkehr nach zwei Richtungen wäre die wagerechte Lage einer Straße die vorteilhafteste. Dies gestattet jedoch die Geländegestaltung nur in den seltensten Fällen, und vom rein technischen Standpunkte wäre eine wagerechte Straße auch nicht zu empfehlen, da sie schwer austrocknet und das Quergefälle sehr groß angenommen werden müßte (s. § 4 unter 1 a, S. 87), und weil selbst bei starkem Quergefälle das Wasser in den von den Fuhrwerken eingedrückten Radspuren stehen bleibt und die Oberfläche aufweicht, so daß die Unterhaltung einer wagerechten Straßenstrecke sehr kostspielig wird.

Geht der Hauptverkehr nur nach einer Richtung, so ist es vorteilhaft, wenn das Gelände es gestattet, der Straße nach dieser Hauptverkehrsrichtung ein Gefälle zu geben, bei welchem die Anwendung der Bremse noch nicht notwendig wird, z. B. bei Feld- und Waldwegen nach den Ortschaften zu, oder bei Wegen von Bergwerken zur Bahnstation hin. Im allgemeinen wird aber ein Straßenzug aus abwechselnd steigenden und fallenden Strecken zusammengesetzt sein, und es wird darauf ankommen, die Aufeinanderfolge dieser dem Gelände entsprechend so zu bestimmen, daß die zweckmäßigste Verteilung für den Verkehr erreicht wird, also nicht nur die größten zulässigen Steigungen, sondern die zweckmäßigsten zur Anwendung kommen.

2. Die zweckmäßigsten Steigungen. Als solche werden sich diejenigen ergeben, bei welchen die Gesamtbeförderungskosten der auf einem Straßenzuge fortbewegten Lasten sich auf das kleinste Maß bringen lassen. Ganz allgemein lassen sich diese nicht angeben, sondern müssen unter Ausarbeitung mehrerer Entwürfe nach der im § 2 unter 2 b (s. Anmerkung 3, S. 79) angedeuteten Weise für den besonderen Fall gefunden werden. LAUNHARDT kommt bei seinen Untersuchungen über diesen Gegenstand[21]) zu dem Ergebnis, daß die vorteilhaften Steigungen:

a) im Flachlande zwischen . $^1/_{40}$ und $^1/_{50}$ (2,5—2 %)
b) im Hügellande zwischen . $^1/_{30}$ und $^1/_{40}$ (3,3—2,5 %)
c) im Berglande zwischen . $^1/_{20}$ und $^1/_{30}$ (5,0—3,3 %)

schwanken. Dabei können natürlich für kürzere Strecken auch die in dem betreffenden Lande vorgeschriebenen oder nach den Formeln des § 5 ermittelten größten zulässigen Steigungen zur Anwendung gelangen.

§ 7. Die Straßenkrümmungen. Durch die Beschaffenheit des Geländes, sowie durch Hindernisse, die sich dem geradlinigen Straßenzug entgegenstellen, ist es häufig erforderlich, mit der Straßenrichtung von der geraden Linie abzuweichen und Kurven einzuschalten, deren Halbmesser je nach der Örtlichkeit und je nach der Art des Verkehrs größer oder kleiner angenommen werden können. Hierbei ist es von Wichtigkeit, die kleinsten für Fuhrwerke bestimmter Art noch anwendbaren Krümmungshalbmesser festzustellen, da von diesen die innige Anschmiegung der Straße an das Gelände, sowie die Ausbildung der Wendeplatten abhängt.

Die Vergrößerung des Widerstandes in den Krümmungen gegenüber den Widerständen der Fuhrwerke (s. § 5 unter 1, S. 92) in gerader Wegstrecke ist hier nicht von gleicher Bedeutung, wie dies bei den Eisenbahnen (s. Kap. III) durch das Klemmen der

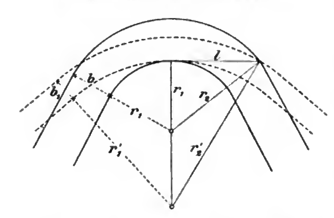
[21]) LAUNHARDT, Bestimmung der zweckmäßigsten Steigungsverhältnisse der Chausseen. Ztschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1867, S. 196 u. 240, und 1880, S. 345—374.

Spurkränze an den Schienen und durch die Reibung an den Radumfängen beim Gleiten der Räder der Fall ist, weil bei den Straßenfuhrwerken die Räder lose auf den Achsen sitzen, sich also unabhängig voneinander bewegen können und keine Schienen vorhanden sind. Die einzige verschwindend kleine Mehrreibung entsteht beim Wenden an der Radfelge, indem das Rad beim Durchfahren einer Krümmung sich gleichzeitig um die Größe des Drehwinkels um eine lotrechte Achse drehen muß.

Es entsteht in Straßenkrümmungen somit keine Mehrbeanspruchung der Zugtiere und nur bei lang bespannten Wagen kann eine Verminderung der Zugkraft dadurch entstehen, daß die vorderen Zugtiere einen schrägen Zug ausüben, wobei ihre Kraft nicht voll zur Geltung kommen kann. Aus diesem Grunde wird in Krümmungen die Straßensteigung zwar ermäßigt, und Wendeplatten werden sogar häufig als wagerechte Straßenstrecken ausgeführt, aber die Größe des Krümmungshalbmessers ist von diesen Verhältnissen unabhängig.

1. Bestimmung des kleinsten Krümmungshalbmessers. Die Größe des zulässigen kleinsten Krümmungshalbmessers hängt bei Straßen von der Länge und Art des Fuhrwerks ab, wobei die Breite der Straße, wie Abb. 26 dies veranschaulicht, ebenfalls von Einfluß ist. Stellt l die Länge des Fuhrwerks nebst einfacher Bespannung dar, so muß die Straße mindestens so breit sein, daß die Linie l, an beliebiger Stelle der Krümmung den inneren Straßenrand als Tangente berührend, mit dem anderen Ende nicht über, sondern bis zum äußeren Straßenrande reicht. Wie Abbildung 26 zeigt, verkleinert sich die Straßenbreite mit wachsendem Krümmungshalbmesser und umgekehrt, da $r_1 < r_1'$, während $b > b_1$. Bei schmäleren Straßen wird also für ein und dasselbe Fuhrwerk der Krümmungshalbmesser größer sein müssen, als bei breiteren Straßen. Aus diesem Grunde verbreitert man vielfach in scharfen Krümmungen, besonders bei Wendeplatten, die Straße.

Abb. 26. Abhängigkeit des kleinsten Krümmungshalbmessers von der Straßenbreite.



Zur Berechnung der Größe des Halbmessers ergibt sich aus Abb. 26:

$$r_1^2 + l^2 = r_2^2 .$$

Da aber

$$r_2 = r_1 + b,$$

so ist

$$r_1^2 + l^2 = r_1^2 + 2 r_1 \cdot b + b^2 ,$$

woraus

$$r_1 = \frac{l^2 - b^2}{2b} . \qquad (27)$$

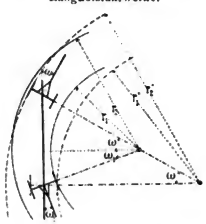
Hierbei ist jedoch die Breite des Wagens und die Drehbarkeit der Vorderachse nicht berücksichtigt. Dies erfolgt, wenn man, wie in Abb. 5, S. 82 das Untergestell des Wagens unter Berücksichtigung des Drehwinkels ω in richtigem Verhältnis aufzeichnet und den Schnittpunkt der verlängerten Achsrichtungen zum Mittelpunkt der beiden eingezeichneten, die Straßenränder angebenden Kreise macht. Man erhält dabei die kleinsten Krümmungshalbmesser r_1 und r_2 und damit auch aus $r_2 - r_1 = b$ die erforderliche Straßenbreite. Der Halbmesser r_2 ist um so viel größer als r_D (die Entfernung

Abb. 27. Langholzfuhrwerk.

des Deichselendes vom Mittelpunkt) zu machen, als das auf der linken Seite eingespannte Zugtier Raum beansprucht.

Beim Langholzfuhrwerk ist der Achsabstand sehr groß, da gewöhnlich nach Abb. 27 das überragende Ende nur $\frac{1}{3}$ der Gesamtlänge L der Balken beträgt. Bestimmt man nun, wie in Abb. 5, die erforderlichen kleinsten Halbmesser unter der Annahme, daß das Hintergestell unbeweglich ist, so erhält man, des großen Achsabstandes wegen, nach Abb. 28 die recht groß ausfallenden Halbmesser r_1' und r_2'. Wird dagegen, wie es in der Regel der Fall ist, auch das Hintergestell als »Schwicke« um den Winkel ω_1 beweglich vorausgesetzt, so rückt der Mittelpunkt der Wegrandkreise auf der verlängerten Vorderachsrichtung weiter hinauf, die Krümmungshalbmesser r_1 und r_2 werden kleiner, und auch die Straße braucht nicht so breit wie bei der ersten Annahme zu sein.

Abb. 28. Straßenkrümmungen für Langholzfuhrwerke.



In den Abb. 5 und 28 sind die Straßen ohne Bankettstreifen gezeichnet. Es müßten also zu den auf obige Weise zeichnerisch bestimmten Straßenbreiten noch Fußweg- und Bankettstreifen hinzukommen. Sollen ferner in der Krümmung zwei Wagen sich begegnen können, so muß auch dieses durch entsprechend größere Breite der Straße berücksichtigt werden. Ein Zuschlag von 2 bis $2\frac{1}{2}$ m wird in den meisten Fällen genügen. Als Mittelwerte für die Abmessungen der Fuhrwerke können die in Tab. I, S. 84 zusammengestellten gelten. Bei Langholzbeförderung kommen Stämme bis zu 30 m vor, so daß ein Achsabstand von 20 m sich ergeben kann. Für die Winkel ω und ω_1 können 25° bis 35°, für städtisches Fuhrwerk sogar 90° angenommen werden.

Statt zeichnerisch die Aufgabe zu lösen, können die Halbmesser r_1 und r_2 auch berechnet werden, jedoch ist die zeichnerische Lösung einfacher und übersichtlicher, weshalb bezüglich der rechnerischen Lösung auf die ausführlichen Handbücher und Einzelschriften verwiesen werden mag[22]).

2. Vorschriften über die kleinsten Krümmungshalbmesser finden sich in manchen Ländern. Die hannoversche Technische Anweisung schreibt für Kunststraßen mit 3,5 m breiter Steinbahn einen kleinsten Halbmesser von 36 m vor; im übrigen kann der Halbmesser nach der Formel $r_1 = \frac{l^2}{2b}$ bestimmt werden, wobei aber der Halbmesser nicht kleiner als 9,4 m werden darf. Diese Formel stimmt mit der oben abgeleiteten Formel 27 überein, wenn in ihr die abzuziehende Größe $\frac{b^2}{2b}$ oder $\frac{b}{2}$ vernachlässigt wird. In der preußischen Vorschrift wird kein kleinster Halbmesser angegeben, aber es wird bestimmt, daß bei $\left(r_1 + \frac{b}{2}\right) \leqq 7{,}5$ m die Straßenfahrbahn entsprechend verbreitert werden muß. In Sachsen gelten als kleinste Krümmungshalbmesser für Verbindungswege $r_1 = 25$ m, für Feldwege mit Langholzbeförderung $r_1 = 30$ m, für Feldwege $r_1 = 12$ m.

Die Verschiedenheit dieser Vorschriften hat ihren Grund darin, daß allgemeingültige Maße für kleinste Straßenkrümmungen nicht angegeben werden können, weil sie eben

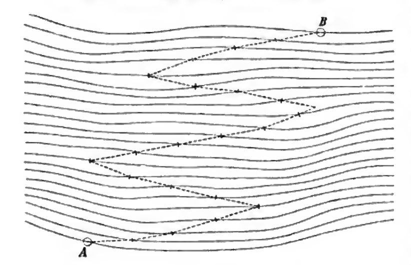
[22]) S. F. v. Laissle, »Landstraßen«, »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, 4. Aufl. 1907, I. Teil, Bd. I. Kap. I, S. 56ff., und Loewe, »Die Bahnen der Fuhrwerke in den Straßenbögen«, Wiesbaden 1901.

von der Beschaffenheit der Fuhrwerke und der möglichen Straßenbreite in der Krümmung abhängen und daher am besten in jedem einzelnen Fall in der angedeuteten Weise zu bestimmen sind.

3. **Wendeplatten oder Kehren**, die bei den Windungen stetig ansteigender Straßen, sog. »Steigen« (s. S. 78), zur Anwendung kommen, erhalten naturgemäß die kleinsten Krümmungshalbmesser, da die Richtung der Straße fast in die entgegengesetzte übergeht, und namentlich an steilen Berglehnen die Erdarbeiten um so größer werden, je größer der Krümmungshalbmesser angenommen wird. Man verlegt daher die Wendeplatten auch möglichst auf solche Stellen des Geländes, wo dieses etwas flacher ist.

Hat man z. B. in einem mit Höhenkurven versehenen Lageplan (s. Abb. 29) für die von A nach B zu bauende Straße die Nullinie der Straße mit einer bestimmten zulässigen größten Steigung (s. § 5, S. 95) eingezeichnet, so wird man die vier im vorliegenden Fall erforderlich werdenden Spitzkehren da anordnen, wo die Höhenkurven etwas weiter auseinanderrücken, also das Gelände flacher ist (s. Abb. 29). Die Mittellinie der Straße wird sich der eingezeichneten Nullinie möglichst anschmiegen, jedoch wird man gerade Linien statt der gebrochenen annehmen. An den Spitzkehren erhält man aber, bei dem plötzlichen Richtungswechsel der Straße, auch für die endgültige Mittellinie sehr spitzwinklige Schnitte je zweier hier zusammenstoßender Straßenmittellinien, die durch Anbringung einer möglichst wagerecht gelegten Straßenkrümmung befahrbar zu machen sind.

Abb. 29. Anordnung von Spitzkehren bei Steigen.



Eine solche Wendeplatte kann, je nach der Geländebeschaffenheit, unsymmetrisch oder symmetrisch ausgebildet werden. Es wird hier genügen, die Zeichnung der in Abb. 30 dargestellten symmetrischen Wendeplatte kurz zu beschreiben. Bedeuten daselbst die Linien mO und On die Mittellinien einer Straßenstrecke mit einer bestimmten Steigung (4°/₀ bis 6°/₀), so kann die Verbindung dieser Straßenmittellinien nicht durch einen Bogen geschehen, der innerhalb des Winkels mOn liegt, weil sonst die Straßenstrecke verkürzt, also die Steigung noch vergrößert werden würde. Gewöhnlich nimmt man O als Mittelpunkt des mit dem kleinsten Krümmungshalbmesser zu beschreibenden Bogens der Mittellinie und sucht dann ein Querprofil CD auf, das noch Raum für die beiden übereinanderliegenden Straßenquerschnitte bietet (s. Abb. 31 und 32). Je nach der Neigung der Berglehne und je nach der durch die Wahl des Querprofils CD bedingten Entfernung der Punkte C und D der Straßenmittellinien voneinander wird man zwischen den Straßenquerschnitten an dieser Stelle entweder eine gemeinsame Böschung (s. Abb. 32) oder, wie in Abb. 31, eine Stützmauer erhalten. Sind die Punkte C und D bestimmt, so zieht man von ihnen aus Tangenten CB und DA an die mittlere Straßenlinie des Bogens, rundet die Ecken bei C und D durch passende Kreisbogen ab, trägt die Straßenbreiten an und vollendet unter Berücksichtigung des verkehrenden Fuhrwerks die Zeichnung der Wendeplatte.

Die Neigung in der Wendeplatte ergibt sich aus dem Verhältnis des Höhenunterschiedes der Punkte A und B zur abgewickelten Linie AB der Straßenmittellinie in der Krümmung. Da die Strecken DA und CB angenähert gleich den Strecken DO und CO sind, so kann die Straßenkrümmung fast wagerecht ausfallen, jedoch kann man auch

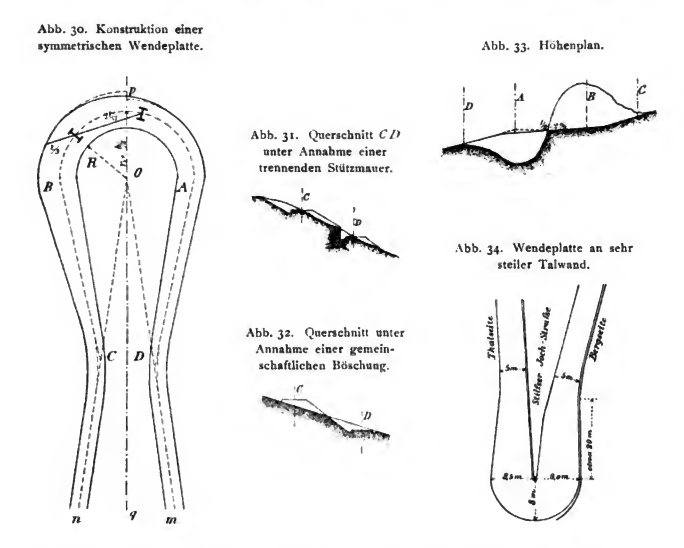


Abb. 30. Konstruktion einer symmetrischen Wendeplatte.

Abb. 31. Querschnitt CD unter Annahme einer trennenden Stützmauer.

Abb. 32. Querschnitt unter Annahme einer gemeinschaftlichen Böschung.

Abb. 33. Höhenplan.

Abb. 34. Wendeplatte an sehr steiler Talwand.

ein kleines Gefälle von $\frac{1}{2}$ bis 2% einlegen und dafür das Gefälle in den Strecken DA und CB ermäßigen, wie dies der Höhenplan Abb. 33 in kleinem Maßstabe zeigt. Wendeplatten, wie Abb. 34 sie darstellt, kommen nur im Hochgebirge vor und sind nur von gewöhnlichem Fuhrwerk zu benutzen[23].

§ 8. Die Fahrbahn der Landstraßen. Nach Herstellung des Straßenkörpers und seiner Entwässerungsanlagen (s. § 4 unter 2, S. 89) muß die Straßenoberfläche so befestigt werden, daß:

1. die Radlasten sich auf eine genügende Breite des Straßenkörpers übertragen können, ohne dabei den Zusammenhang der Fahrbahn zu zerstören;
2. die Fahrbahnbefestigung nicht durch das Eindringen feuchter Niederschläge aufgeweicht werden kann;

[23] Ausführlicheres über Wendeplatten s. F. v. Laissle, »Landstraßen«, »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, 4. Aufl. 1907, I. Teil, Bd. IV, Kap. I, S. 66—69.

3. die Oberfläche der Straßenbefestigung durch Reibung und Stoß der Fuhrwerke nur langsam und möglichst gleichmäßig sich abnutzt, damit die für den seitlichen Wasserabfluß günstige, beim Bau der Straße hergestellte Querschnittform möglichst lange erhalten bleibt.

Diesen Bedingungen sucht man durch Anwendung kleingeschlagener Steine, in Ermangelung solcher durch Verwendung von Kies und Hochofenschlacke, oder aber durch Pflasterungen zu entsprechen. Die letzteren kommen allerdings in verschiedenster Ausführung hauptsächlich für städtische Straßen und nur ausnahmsweise für Landstraßen in Betracht, wogegen für diese in größerer Ausdehnung in steinarmen Gegenden das Klinkerpflaster und in neuerer Zeit das GRAVENHORSTsche Kleinpflaster (Steinschlagpflaster) zur Anwendung kommen. Demnach kann die Straßenbefestigung der Landstraßen eingeteilt werden in:

I. Steinschlagbahnen.
II. Kiesstraßen.
III. Kleinpflaster (Steinschlagpflaster).
IV. Klinkerpflaster.

In allen Fällen müssen die Auf- und Abtragkörper der Straße zur Aufnahme der Straßenbefestigung in entsprechender Breite mit einer der Dicke der Straßenbefestigung gleichkommenden Vertiefung, dem »Steinbett« oder »Erdkasten«, versehen werden (s. die Abb. 16—19, S. 89 u. 90 und Abb. 36), deren Sohle meist parallel zur Oberfläche, jedenfalls aber mit genügendem Quergefälle eingeebnet und durch Abstampfen oder Abwalzen verdichtet und befestigt wird. Bei Aufträgen ist mit dem Ausheben dieses Erdkastens, sowie mit dem Einbringen des Befestigungsmaterials so lange zu warten, bis der Damm sich vollständig gesetzt hat, da sonst die Fahrbahnbefestigung Risse erhält.

I. Steinschlagbahnen. In verschiedenen Ländern sind zu verschiedenen Zeiten die Steinschlagbahnen auf die verschiedenste Weise ausgeführt worden. Die Römer verwendeten sogar in Mörtel gelegte Steine als Unterbau und stellten auch die Oberfläche aus Kies oder Steinschlag in Mörtel her. Die Fahrbahnbefestigung erhielt dadurch eine große Dicke (s. Abb. 35), aber auch eine große Haltbarkeit, welche Ausbesserungen auf Jahrzehnte hinaus unnötig machten.

Abb. 35. Römische Straße in der Moselgegend.

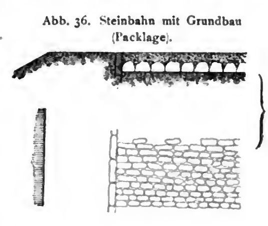
Von einer so umständlichen und zuverlässigen, aber auch sehr kostspieligen Bauart ist man schon seit dem 17. Jahrhundert zurückgekommen und unterscheidet jetzt im wesentlichen zwei Arten von Steinschlagbahnen, nämlich die Versteinungen mit Grundbau oder Packlage und die ganz aus Steinschlag hergestellten Bahnen.

1. **Steinschlagbahnen mit Grundbau oder Packlage** wurden zuerst von TRÉSAGUET (1775) angewendet. Sie bestehen, wie Abb. 36 zeigt, aus einer an die seitlichen Rand- oder Bordsteine anschließenden Packlage von rauhen Steinen, auf welche die Decklage aus kleingeschlagenen Steinen aufgebracht wird.

a) Die Packlage (Grundbau), aus flachen 12 bis 20 cm breiten, 6 bis 10 cm dicken Steinen bestehend, wird hochkantig, mit der Längenabmessung senkrecht zur Straßenrichtung, reihenweise, möglichst im Verband so auf die festgestampfte Sohle des Erdkastens verlegt und mit der Handramme festgerammt, daß die schmale, möglichst ebene

Seite der Steine unten aufliegt und gewissermaßen ein umgekehrtes Pflaster gebildet wird, während die oberen rauh bleibenden Steinflächen in die Decklage hineinragen und dadurch eine Verbindung mit dieser herstellen. Entsprechend der Wölbung der Straßenoberfläche wird auch die Packlage mit einer gewissen Wölbung verlegt, die man durch Anhalten von Schablonen an die Randsteine oder sonstige Festpunkte erhält.

Abb. 36. Steinbahn mit Grundbau (Packlage).



b) Die Randsteine oder Bordsteine begrenzen das Steinbett seitlich und müssen zuerst verlegt und einnivelliert werden, da von ihnen aus die Höhenpunkte der Steinbahn abgeleitet werden. Sie müssen so hoch sein, daß sie noch etwas in die Sohle des Erdkastens eingreifen, damit sie der Steinbahn einen genügenden seitlichen Halt zu geben vermögen.

Statt der Randsteine bringt man häufig auch nur sog. Richtsteine in Entfernungen von 5 bis 6 m an, die statt ersterer für die Höhenlage der Straßenfahrbahn als Festpunkte zu gelten haben. Man hat nämlich die Beobachtung gemacht, daß die Randsteine häufig durch den Frost in die Höhe getrieben werden, und dadurch, sowie bei stark abgenutzter Steinbahn den seitlichen Abfluß des Regenwassers, sowie das Abziehen des Straßenkotes hindern. Gegen die erwähnte Frosteinwirkung kann man sich einigermaßen durch gute Einbettung der Randsteine in durchlässiges Material, also in Sand oder Kies, schützen, während die durch Abnutzung neben den Randsteinen entstehenden vertieften Stellen nur durch sorgfältiges Nachfüllen mit neuem Schottermaterial ausgebessert werden können, also eine stetige und sorgfältige Überwachung erfordern und selbst dann das Stehenbleiben und Eindringen des Wassers begünstigen. Auch die einzelnen Richtsteine werden in neuerer Zeit fortgelassen, da solche einzelne Steine, solange sie in Berührung mit den Rädern der Fuhrwerke kommen können, sich leicht verschieben, also doch auf die Dauer nicht als Festpunkte anzusehen sind. Als solche können dann die das Straßengelände abgrenzenden, in gesicherter Lage anzubringenden »Marksteine« benutzt werden.

c) Die Decklage besteht entweder aus einer Lage kleingeschlagener Steine von ganz gleichmäßigem Korn, das je nach der Härte des Steinmaterials 4 bis 6 cm für die größte Abmessung betragen kann, oder es wird der Steinschlag in zwei Lagen mit Steinstücken verschiedener Korngröße eingebracht. Nach den preußischen Vorschriften vom Jahre 1871 ist für Straßen mit 5,6 m breiter Steinbahn und 12 cm starkem Grundbau eine 9 cm starke Decklage oder bei Anwendung zweier Schotterlagen eine 7 cm starke Mittel- und eine 9 cm starke Decklage anzuordnen. Eine Mittellage erscheint nur dann zweckmäßig, wenn sie aus wohlfeilerem, also wohl meist weicherem Material hergestellt und vorher gesondert eingewalzt wird, weil sonst leicht der gröbere Steinschlag sich durch die obere Decklage beim Befahren der Straße durcharbeitet und die Straßendecke in ihrer Gleichartigkeit zerstört wird.

Die Decklage bildet denjenigen Teil der Straßenbefestigung, der einer stetigen Aufsicht und Ausbesserung bedarf (s. § 11), während die Packlage die unveränderliche Unterlage bildet. Die Gesamtstärke der Decklage schwankt zwischen 8 bis 10 cm an den Seiten und 9 bis 20 cm in der Mitte der Fahrbahn. Sobald die Straße durch den Verkehr auf etwa 6 cm an den Seiten abgenutzt ist, muß eine Neubeschotterung stattfinden (s. § 11), damit die Packlage nicht gefährdet wird.

Da die sachgemäße Behandlung der Decklage hauptsächlich die Güte der Straße bewirkt, so ist hierauf, namentlich in neuerer Zeit, von den Straßenbaumeistern besonders geachtet worden. Dabei kommt es nicht nur auf das Steinmaterial und die Gleichmäßigkeit des Steinschlags, sondern auch auf das Einbringen desselben und die Fertigstellung der Straße an, die in neuerer Zeit meist durch Einwalzen mittels Dampfwalzen erfolgt.

d) Das Steinmaterial für Steinschlagbahnen muß eine genügende rückwirkende Festigkeit gegen Druck und eine gewisse Zähigkeit gegen die Stoßwirkungen aufweisen. Ferner muß es genügende Härte zeigen, um eine zu starke Abnutzung durch die Räder und durch die Hufe der Zugtiere zu vermeiden, und darf in zerriebenem Zustande nicht klebrig sein, damit es an den Rädern nicht haften bleibt und das sog. »Wickeln« verursacht.

Die besten Materialien liefert das Urgebirge, also Granit, Syenit, Quarzporphyr, auch Gneis, wenn er nicht zu glimmerhaltig ist. Von vulkanischen Gesteinen ist namentlich der Basalt geeignet, jedoch ist er wenig verbreitet, und die Kosten der Zerkleinerung werden seiner Härte wegen sehr bedeutend. Auch ist er in zerriebenem Zustande klebriger als die Urgesteine. Von den Sandsteinen sind die quarzreichen Buntsandsteine gut verwendbar. Weniger geeignet sind für die Decklage Sandsteine mit tonigem Bindemittel, die sich aber immerhin für die Mittellage, sowie für den Grundbau eignen. Noch weniger für die Decklage geeignet sind die Muschelkalke, welche sich zu leicht abnutzen, daher viel Staub, bzw. Straßenkot verursachen und infolgedessen nur für Straßen mit geringem Verkehr und bei sorgfältiger Unterhaltung Verwendung finden können.

Zur Beurteilung der Brauchbarkeit der Materialien hat man sich bemüht, aus ihren verschiedenen Eigenschaften Wertziffern zu ermitteln, die namentlich für ihre Unterhaltung, also für die dauernde Verwendung eines und desselben Steinmaterials für die Deckschicht von Wichtigkeit sind und daher im § 11 besprochen werden.

Je gleichmäßiger das Material und das Korn des Kleingeschläges ist, um so bessere Ergebnisse werden sich zeigen. Die beim Zerschlagen der Steine sich bildenden Splitter und der Grus müssen daher sorgfältig ausgesiebt werden, um eine Gleichartigkeit des Kornes zu erhalten. Aus diesem Grund ist die Handarbeit für das Zerkleinern der Steine der maschinenmäßigen Herstellung des Steinschlages durch Steinbrechmaschinen, die in neuerer Zeit vielfach verwendet werden, vorzuziehen. Wenngleich die erstere zeitraubend und daher kostspieliger ist, so wird der Steinschlag gleichmäßiger, da der durch Steinbrechmaschinen hergestellte Steinschlag, selbst durch sorgfältiges Sieben, namentlich bei geschichteten Steinen vielfach nicht in gewünschtem Maße von den unvermeidlichen Splittern gereinigt wird [24]). Für einen geübten Steinschläger kann als Tagesarbeit 1,5 bis 2,0 cbm für weiches Gestein, aber nur etwa 0,6 bis 1,0 cbm für hartes Gestein angesetzt werden [25]).

Zur Messung der Korngröße des Steinschlags dienen Ringe von bestimmtem Durchmesser, durch welche die einzelnen Steine nach jeder Richtung hindurchgehen müssen. In verschiedenen Ländern ist die Größe dieser Ringdurchmesser verschieden festgesetzt worden, z. B. in Baden zu 4,5 cm; im Elsaß 4 bis 7 cm; in Württemberg 5 cm. In Hannover müssen die Steine einem Würfel von 3,4 bis 4 cm Seite möglichst nahe kommen, in Braunschweig einem solchen von 3 bis 4 cm usw. Je härter das Steinmaterial ist, um so kleiner kann innerhalb der vorgeschriebenen Grenzen die Korngröße angenommen werden.

---

[24]) Näheres über Steinbrechmaschinen, ihre Verwendung und Leistung s. F. v. Laissle, »Landstraßen«, »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, 4. Aufl. 1907, I. Teil, Bd. IV, Kap. I, S. 137 ff.

[25]) Daselbst S. 94.

Für die Berechnung der erforderlichen Steinschlagmenge ist zu berücksichtigen, daß diese einen größeren Raum einnimmt, als der gewachsene Felsen. Nach LAISSLE ist:

1 cbm aufgesetzte Bruchsteine = 54 bis 66 % fester Steine,
1 cbm aufgesetzte Bruchsteine = 1,2 cbm Steinschlag;

demnach wäre:

1 cbm Steinschlag = 0,45 bis 0,55 % fester Steine.

Beim Einwalzen preßt sich aber der Schotter wieder zusammen, so daß:

1 cbm festgewalzter Steinschlag = 80 bis 84 % festen Materials,
oder 1 cbm festgewalzter Steinschlag = 1,37 cbm aufgesetzter Steine,
und 1 cbm festgewalzter Steinschlag = 1,5 cbm losen Steinschlags ist.

e) Das Einwalzen der Steinschlagstraßen. Nachdem der Steinschlag in einer dem lockeren Zustand entsprechenden Stärke, unter Berücksichtigung der vorgeschriebenen Wölbung auf die Packlage aufgebracht worden ist, wird er in neuerer Zeit durch Abwalzen mittels Walzen (s. unten unter f) so zusammengepreßt, daß der zum Befahren notwendige Zusammenhang der Decklage hergestellt wird, während früher die Dichtung der Decklage den Fuhrwerken selbst überlassen wurde. Abgesehen von der Qual für die Zugtiere, sich auf den eckigen und scharfen Steinen des Schotters zu bewegen, werden die Schottersteine durch die Walze in ganz anderer Weise ineinander gepreßt und gefugt, so daß sie eine viel zusammenhängendere, festere Schicht mit glatterer Oberfläche bilden, die sich viel länger in gutem Zustand erhalten läßt.

Die Ausfüllung und Dichtung der beim lose aufgeschütteten Schotter noch vorhandenen Zwischenräume wird während des Walzvorganges noch durch Aufbringen von Sand und feinem Kies befördert, jedoch darf dieses Bindemittel nicht schon vor Beginn des Einwalzens aufgeschüttet werden, weil sonst zu viel davon in die Zwischenräume fällt und das innige Ineinanderpressen, also die Verbindung der einzelnen Steine verhindert.

Das Einwalzen beginnt zunächst mit unbelasteter Walze von den Seiten der Steinbahn aus in nebeneinander liegenden, der Walzenbreite entsprechenden Streifen gegen die Mitte der Fahrbahn zu, wodurch das seitliche Ausweichen des Schotters vermindert wird, indem die eingewalzten, und dadurch befestigten Seitenstreifen beim Abwalzen des mittleren Teils diesem einen gewissen Halt verleihen. Feuchter Schotter walzt sich besser ein als trockener, weshalb man für die Walzarbeit gern nasses Wetter abwartet, um die für das sonst notwendig werdende Begießen der einzuwalzenden Strecke entstehenden Kosten zu sparen.

Nach erstmaligem Abwalzen der ganzen Straßenbreite auf einer Teilstrecke von 350 bis 700 m Länge, wird unter Einbringung von Sand und Anfeuchtung der Straßenoberfläche in gleicher Weise mit belasteter Walze das Abwalzen wiederholt, bis eine glatte, widerstandsfähige Oberfläche erzielt worden ist und die Straße nach Überschüttung mit einer etwa 1 cm starken Sand- oder Steingrus-»Schutzdecke« dem Verkehr übergeben werden kann.

Die Zahl der Walzengänge läßt sich nicht allgemein angeben, da sie von der Dicke der Steinschlagschicht und von der Beschaffenheit des Steinmaterials abhängt. Daher wird die Leistung der Walzen nicht nach der Geviertfläche der Straße, sondern nach dem Rauminhalt des einzuwalzenden Steinschlags bemessen. Neu herzustellende Straßen erfordern im allgemeinen ein länger andauerndes Einwalzen, als bloße Ausbesserungen.

f) Die Straßenwalzen sind als Hand- und Pferdewalzen im Anfang des 19. Jahrh., als Dampfwalzen in den 60er Jahren des 19. Jahrh. in Anwendung gekommen und werden nicht bloß zur Herstellung und Unterhaltung der Steinschlagbahnen, sondern

auch zur Einebnung von Kieswegen, von Pflaster- und Asphaltbahnen, sowie zur Dichtung von Erdschüttungen und Bettungen verwendet.

Abgesehen von den leichteren Walzen für Asphaltbahnen, sowie von den Hand- und Gartenwalzen kommen für den Straßenbau, insbesondere für Landstraßen im wesentlichen die Pferde- und Dampfwalzen in Betracht.

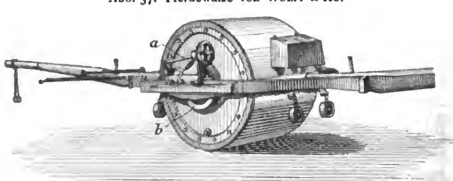
α) Die *Pferdewalzen* bestehen in der Regel aus einer einzigen gußeisernen Walze von 1,2 bis 1,8 m Durchmesser, 1,1 bis 1,3 m Breite und 5 bis 7,5 cm Wandstärke, an deren Achse sich ein schmiedeeiserner Rahmen befindet, an welchem die Tröge oder Kasten zur Aufnahme der Belastung, die Bremse, die Schabeisen zum Abschaben des hängen bleibenden Sandes usw., sowie die Deichsel für die Bespannung angebracht sind. Statt in Kasten oder Tröge wird die Belastung häufig auch in das Innere des Zylinders eingebracht, und zwar in Form von gußeisernen Paßstücken oder indem Sand oder Wasser in den Zylinder eingeschüttet wird. Hierfür muß der Zylinder mit einer dicht schließenden seitlichen Öffnung versehen sein.

Die Notwendigkeit der Gewichtsveränderlichkeit der Walzen hat ihren Grund darin, daß der frisch eingebrachte Schotter zuerst mit leichteren Walzen befahren werden muß, da die noch nicht ineinander gepreßten Steinstücke sonst zu sehr zersplittert würden, während andererseits nach erfolgter Zusammenpressung eine leichte Walze keine Einwirkung auf die weitere Zusammendrückung haben würde, also beschwert oder durch eine schwerere ersetzt werden muß. Das Gewicht der unbelasteten Pferdewalzen schwankt zwischen 3 und 5 t, das der belasteten zwischen 6 und 8 t. Auf die erforderliche Bespannung mit 6 bis 8 Pferden hat die Gewichtsveränderung der Walze indes keinen Einfluß, da der lose Schotter eine größere Widerstandsziffer μ (s. § 5, S. 92), d. h. eine größere Zugkraft bedingt.

Um das, namentlich durch die Länge der Bespannung bedingte, beschwerliche Wenden der Walzen zu vermeiden, wird die Deichsel entweder umlegbar, oder beidseitig, oder mittels Wendering mit der Bespannung drehbar angebracht. In den beiden ersten Fällen wird ein Umspannen erforderlich.

Eine von der Firma Jul. Wolff & Ko. in Heilbronn gebaute Walze mit zwei Deichseln zeigt Abb. 37, deren patentierte Bremsvorrichtung darin besteht, daß an den Seiten

Abb. 37. Pferdewalze von Wolff & Ko.



des Walzzylinders 70 mm breite, an die Stirnscheiben der Walzen angegossene Bremsscheiben *b* von 500 mm Durchmesser vorstehen, an welchen das Bremsen mittels Stahlbändern, die durch die Bremsspindeln *a* angezogen werden, bewirkt wird.

β) Die *Dampfwalzen* bestehen aus zwei bis vier Walzen, die durch einen Rahmen aus Schmiedeeisen zusammengehalten werden, auf welchem die Dampfmaschine mit Kessel, der Kohlen- und Wasserbehälter, sowie der Führerstand angeordnet sind. Eine

Lenkvorrichtung ermöglicht das Wenden und Umkehren. Man unterscheidet im wesentlichen zwei Arten: die mit zwei Walzen versehenen französischen und die mit vier Walzen ausgestatteten englischen Straßenwalzen.

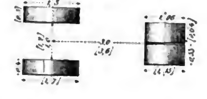
Die erste Dampfwalze wurde von BALLAISON im Jahre 1861 in Paris eingeführt. Sie hatte ein Gewicht von 17,5 bis 22,5 t, besaß zwei Walzen von 1,2 bis 1,5 m Durchmesser und 1,45 m Breite, deren Achsentfernung von 3 m bis auf 4 m verändert werden konnte. Die Übertragung der Bewegung erfolgte von den zwei oszillierenden Zylindern der Dampfmaschine aus mittels Zahnrädern und Ketten ohne Ende. Neuere verbesserte Walzen französischer Bauart wurden von GELLERAT in Paris und von MAFFEI in München gebaut. Letzterer hat die Lenkwalze geteilt (s. Abb. 38) und beiderseits verstellbare Lager angeordnet. Die Lenkvorrichtungen sind umständlicher als bei den Walzen englischer Bauart, weshalb diesen in neuerer Zeit der Vorzug gegeben wird.

Abb. 38. MAFFEIsche Walzenanordnung (französische Bauart).
Treibwalze. Lenkwalze.



Die erste englische Straßenwalze wurde von AVELING und PORTER in Rochester im Jahre 1871 gebaut. Sie war der Straßenlokomotive nachgebildet, besaß also vier Walzen (s. Abb. 39) und war infolgedessen beweglicher, als die nach französischer Bauart hergestellten Walzen, weil nur die rückwärts gelegenen größeren Walzen als Treibwalzen unmittelbar von der Maschine in Bewegung gesetzt wurden, während die kleineren weniger belasteten Vorderwalzen als Lenkwalzen dienten. Mit einigen Änderungen folgten später die Walzen von JOHN FOWLER & KO. und GREEN & SONS, beide in Leeds.

Abb. 39. AVELINGsche Walzenanordnung (englische Bauart).



Die Kraftübertragung auf die Treibwalzen erfolgt bei den englischen Walzen nicht durch Ketten, sondern durch Zahnräder mit doppeltem Vorgelege. Die neueren Walzen von AVELING und PORTER haben Gewichte von 10, 15 und 20 t, jedoch werden auch leichtere und schwerere gebaut. Am meisten werden die zu 15 t verwendet. Diese haben Treibwalzen von je

Abb. 40 u. 41. Straßenwalze der Maschinenbaugesellschaft Heilbronn. M. 1 : 60.

Abb. 40. Seitenansicht.

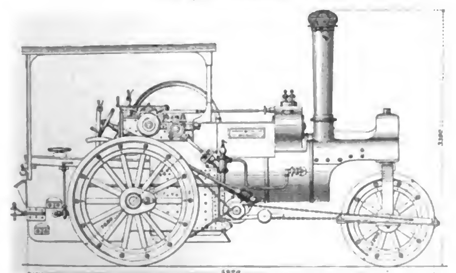
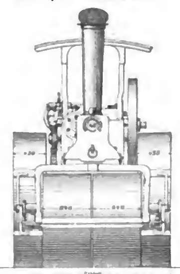


Abb. 41. Vorderansicht.



0,52 m Breite bei 1,5 m Durchmesser, auf denen ein Gewicht von 8,5 t ruht, und Lenkwalzen von je 0,607 m Breite, die 6,5 t zu tragen haben. Die Breite der bestrichenen Fahrbahn beträgt 1,9 m.

Die englische Walzenbauart hat sich in neuerer Zeit immer mehr Eingang verschafft, und die meisten deutschen Fabriken bauen mit kleinen Änderungen nach englischem Vorbilde[26]. Die Abb. 40 und 41 zeigen das Modell *B* der nach AVELING & PORTER gebauten, aber in manchen Einzelheiten vervollkommneten Dampfwalzen der Maschinenbaugesellschaft Heilbronn, die in Württemberg ausgedehnte Anwendung finden. Die Maschinen werden in fünf Größen von 12 bis 17 t Dienstgewicht gebaut. Die umstehend S. 107 dargestellte wiegt 14 t, von denen 5 t auf die vordere Lenkwalze und 9 t auf die hinten liegenden Treibwalzen kommen. Die Walzbreite beträgt 2,04 m, der Radstand 3,2 m, die Gesamtlänge 5,12 m, die Höhe 3,25 m, der Durchmesser der Treibwalzen 1,68 m, derjenige der Lenkwalzen 1,1 m, die Breite der Treibwalzen 0,42 m, diejenige der Lenkwalzen 0.6 m. Der Kessel ruht auf der zylindrischen Lenkwalze mittels eines Drehbolzens und Bügels aus Gußstahl.

Die Walze läßt sich mit einem kleinsten Krümmungshalbmesser von 15 m wenden. Die Kurbelwelle kann mit der ersten Vorgelegewelle durch zwei Paar Zahnräder mit verschiedener Übersetzung verbunden werden, so daß sich zweierlei Fahrgeschwindigkeiten erzielen lassen, und zwar 4 km für die Stunde auf fertigen Straßen und 2 bis 3 km beim Walzen. Das Drehen der Lenkwalze erfolgt vom Führerstand aus mit Hilfe einer Stange mit Schneckengetriebe. Die Walze kann Steigungen von 12 ‰ noch überwinden, und bis zu Steigungen von 10 ‰ kann mit ihr gewalzt werden. Die Belastung durch die Treibwalze beträgt 10,7 t f. d. Meter Walzbreite[27].

Das Verhältnis der Lastverteilung auf die Lenk- und Treibwalzen, sowie die Ermittelung des günstigsten Durchmessers für die Lenkwalzen mit Rücksicht auf ihre Belastung ist besonders für das Einwalzen neuer Straßenstrecken von einer gewissen Bedeutung, da bei zu kleinem Durchmesser und verhältnismäßig zu großer Belastung die Lenkwalzen zu tief in den losen Schotter einsinken und diesen in hoher Welle vor sich her schieben.

Unter Berücksichtigung dieser Gesichtspunkte sind nach den Angaben des Landesbaurat DRELING von der Lokomotivfabrik Hohenzollern in Düsseldorf Straßenwalzen gebaut worden, deren Treib- und Lenkwalzen gleiche Durchmesser von 1,2 bis 1,6 m und eine gleiche, bei 2,2 m Arbeitsbreite auf 75 bis 120 kg für 1 cm Walzenbreite anzunehmende Belastung erhielten. Das Gesamtgewicht der Walzen betrug dabei 18 bis 29 t. Die Vergrößerung der Belastung erfolgt hier durch Einschieben keilförmiger Gußplatten in die Walzmäntel. Die Verteilung der Last auf die Treib- und Lenkwalzen erfolgte im Verhältnis von 3 : 2, erstere überdecken die Spur der Lenkwalzen um 10 cm. Zur Besprengung des Steinschlags enthält der Tender 1,5 cbm Wasser. Die Geschwindigkeit beträgt 0,75 m für die Sekunde, kann jedoch auf 1 m für die Sekunde gesteigert werden.

Als besondere Vorteile der Dampfwalzen gegenüber den Pferdewalzen sind anzuführen, daß bei ihnen die stets aufs neue erfolgende Auflockerung der Schotterdecke durch die Pferdehufe fortfällt, daß sie wegen der Leichtigkeit des Wendens ohne Schwierigkeiten Straßenstrecken vor- und rückwärts zu walzen gestatten, daß auch stärker (bis zu 10 ‰) ansteigende Straßen, auf denen Pferdewalzen nicht mehr verwendet werden

[26]) Genannt seien die Fabriken KUHN in Berg bei Stuttgart, KRAUSS & Ko. in München, MEHLIS & BEHRENS (Maschinenfabrik CYKLOP) in Berlin, die Maschinenbauges. HEILBRONN, die Lokomotivfabrik HOHENZOLLERN in Düsseldorf. — Die Berliner Maschinenbauaktienges. baut ausnahmsweise eine Dampfwalze mit drei Walzen, bei welcher statt der sonst üblichen zwei Lenkwalzen vorn nur eine breitere Walze angeordnet ist (s. NESSENIUS, Straßenbau, Handb. d. Bauk., Abt. 3, Heft 4, Berlin 1892, S. 196ff.).

[27]) S. F. v. LAISSLE, »Straßenbau«, »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, 4. Aufl. 1907, I. Teil, Bd. IV, Kap. I, S. 179.

können, noch mit ihnen einzuwalzen sind, daß die Decke bedeutend dichter und glatter wird, und daß der Verkehr bei vollständig neu erfolgenden Eindeckungen kürzere Zeit gestört wird. Nur bei kleineren Ausführungen und bei Anwendung weicherer Gesteinsarten für die Deckschicht könnte hinsichtlich der Kosten, bzw. der zu starken Zerdrückung der Steine durch die schwerere Dampfwalze, die Pferdewalze den Vorzug verdienen.

Über die Leistung der Dampfwalzen, namentlich im Vergleich zu den Pferdewalzen, sind von Landesbaurat VOIGES[28]) in Wiesbaden und von Baudirektor v. LEIBBRAND in Stuttgart eingehende Beobachtungen angestellt worden, nach denen ersterer feststellt, daß, wenn auch die Dampfwalzen nicht unter allen Umständen billiger arbeiten als die Pferdewalzen, dafür die Straße haltbarer wird, also die Unterhaltungskosten und der Widerstand für die Fuhrwerke geringer werden. Nach v. LEIBBRAND beträgt für die Arbeitsstunde die Mehrleistung der Dampfwalzen bei hartem Geschläg 21%, bei weichem 41%, wobei die Kosten für 1 cbm fertig gewalzten Steinschlags bei hartem Material 30%, bei weichem 31% geringer ausfallen als bei Pferdewalzen.

Im allgemeinen bewirkt eine leichtere Walze stets in kürzerer Zeit ein Festwerden der Decklage, diese gerät jedoch sofort wieder in Bewegung, wenn eine Walze mit größerem Walzdruck hinübergeführt wird. Die leichtere Walze wird also stets eine, wenn auch in kürzerer Zeit geleistete, geringwertigere Arbeit liefern, da der den Größtwert des Dampfwalzendrucks um mehr als das Doppelte übersteigende spezifische Druck der Radfelgen schwerer Fuhrwerke eine weniger fest eingewalzte Straßenoberfläche rascher zerstören wird.

2. **Steinschlagbahnen ohne Grundbau,** sog. makadamisierte Straßen wurden von ihrem Erfinder MAC-ADAM im Jahre 1820 zuerst in der damals für Steinschlagbahnen üblichen Stärke von 25 cm aus gleichmäßigen Schottersteinen von etwa 5,5 cm Seitenkante hergestellt. Später ermäßigte er selbst die Stärke der Schotterschicht auf 15 cm, was bei festem Untergrund als genügend erachtet werden kann. Bei nachgiebigem, namentlich bei lehmigem Untergrund ist es aber überhaupt nicht geraten, den Grundbau fortzulassen, weil sich nicht nur die Schottersteine unter der Last der Fuhrwerke in den Untergrund eindrücken, sondern der Lehm, namentlich bei feuchter Lage der Straße, in die Höhe quillt, die Zwischenräume zwischen den Steinen der Schotterschicht ausfüllt und dadurch die Widerstandsfähigkeit der Fahrbahnabdeckung vermindert.

Als erste Bedingung für die Anwendung der Makadamisierung muß demnach ein fester, unnachgiebiger Untergrund gelten. Auf einem solchen kann man den Makadam in derselben Weise herstellen, wie die Decklage der Steinschlagbahnen mit Grundbau. Man hat denn auch in neuerer Zeit diese Steinschlagstraßen ohne Packlage aus mehreren Schotterlagen verschiedener Korngröße und Härte hergestellt, so daß für die untere, etwa 10 bis 12 cm starke Schicht das gröbere und weichere Material mit einem Korn von 6 bis 8 cm, für die obere, 7 bis 9 cm starke Schicht das härtere Material mit einem feineren Korn von 4 bis 5 cm verwendet wurde. Da die untere Schicht nach dem Aufschütten viele Hohlräume enthält, ist es hier von besonderer Wichtigkeit, beide Schichten gesondert einzuwalzen. Im übrigen gelten auch hier dieselben Verhaltungsmaßregeln wie bei der Herstellung der Decklage für Steinschlagbahnen mit Grundbau (s. S. 102).

II. Kiesstraßen werden häufig in Gegenden hergestellt, in denen sonstige natürliche Gesteinsmaterialien fehlen. Der Kies oder Grand wird entweder den Flußläufen als »Geschiebe«, oder aus Gruben als »Grubenkies« entnommen. Der letztere ist meist mit lehmigen Bestandteilen vermengt und daher weniger zum Straßenbaumaterial

[28]) S. v. WILLMANN, »Straßenbau«, Fortschr. d. Ing.-Wissensch., II. Gruppe, 4. Heft, Leipzig 1895, S. 38 bis 41, wo auch Literaturangaben über Straßenwalzen zu finden sind.

geeignet, als der reine, vom Urgebirge stammende, aus abgerundeten Stücken bestehende Flußkies. Allerdings bildet sich, der abgerundeten Formen wegen, zwischen den einzelnen Kiesstücken weit schwerer eine gute, unverschiebbare Verbindung, als zwischen den kantigen, bei der Zusammenpressung durch die Walze ineinandergreifenden Schottersteinen.

Man wendet daher vielfach lehmigen Sand als Bindemittel an, der in dünnen Zwischenlagen eingebracht wird. Besser ist es jedoch, sehr grobkörnigen Kies zu verwenden und die einzelnen Stücke zu zerschlagen, wodurch man eine Art Steinschlag oder Schotter erhält. Ist der Kies sehr ungleichartig, so ist es erforderlich, ihn vor seiner Verwendung durch Siebtrommeln oder durch Rüttelsiebe von bestimmter Maschenweite in Massen von angenähert gleicher Korngröße abzusondern, damit gleichartige Schichten gebildet werden können.

Die Herstellung der Kiesstraßen erfolgt in ähnlicher Weise wie diejenige der Steinschlagstraßen. Sind größere Kiesstücke vorhanden, so werden sie ausgelesen, um mit ihnen eine Art Packlage von 15 bis 20 cm Dicke mit gestellten Steinen zu bilden, die abgerammt werden muß, und auf welche dann die aus feinerem Kies, mit Stücken von etwa 1,5 bis 4 cm Durchmesser, gebildete Decklage von 10 bis 15 cm Stärke aufgebracht und abgewalzt wird. Fehlen größere Stücke zur Bildung der Packlage, so wird man mindestens zwei Lagen von verschiedener Korngröße bilden, die gesondert, am besten mit der Dampfwalze, abzuwalzen sind.

Ist der Kies mit lehmigen Bestandteilen vermischt, so befahren sich die Straßen bei trockenem Wetter gut, bei nassem weichen sie dagegen leicht auf, und nur, wo der Kies aus Trümmern von Urgebirgssteinen besteht, wie z. B. im Kanton Zürich, ergeben sich Straßen, die den Steinschlagstraßen gleichkommen.

III. Kleinpflaster oder Steinschlagpflaster wurde von Baurat GRAVENHORST zu Stade im Jahre 1885 als Neuerung im Landstraßenbau eingeführt und besteht aus einem Pflaster mit grobem, tunlichst der Würfelform von 6 bis 8 cm Seite sich nähernden Steinschlage, der mosaikartig auf einer festen, jedoch nicht harten, den Druck der Verkehrslast voll aufnehmenden Unterbettung, ähnlich den schon älteren Fußwegpflasterungen, eingepflastert wird. Der Unterbau kann entweder als Packlage oder wie für eine makadamisierte Steinschlagbahn aus grobem Steinschlag oder Grand etwa 10 cm stark hergestellt und mit der Walze so abgeglichen werden, daß die Oberfläche die der Straße zu gebende Querschnittform erhält. Die Randsteine, die hier nicht fehlen dürfen, können nach der Dichtung des Unterbaues etwa 8 cm vorragen. Ältere Steinschlagstraßen können, nach Aufhacken der Oberfläche und nach Herstellung der gewünschten Querschnittform, unmittelbar als Unterbau dienen.

Als Bettungsschicht für das Pflaster dient am besten eine in lockerem Zustande 3 bis 4 cm starke steinfreie Kiesschicht, die nach der Schablone mit dem »Sandpfluge« der Querschnittform entsprechend abgeglichen werden muß, bevor die Pflasterung erfolgt. Nach hergestelltem Pflaster wird dieses abgerammt, mit einer Kiesschicht überdeckt und kann dann sofort dem Verkehr übergeben werden. Bei Anwendung von Sand wird die Bettungsstärke jetzt nur noch 1 bis 2 cm stark angenommen.

Die Herstellung eines solchen Kleinpflasters, das immer mehr Anwendung findet, wird erheblich billiger, als ein Klinkerpflaster oder eine gewöhnliche Pflasterung mit Kopfsteinen, aber etwa 10 bis 20% teurer als eine Steinschlagbahn. Das Kleinpflaster befährt sich dafür viel angenehmer, ist trockener und staubfreier, läßt sich leichter sauber halten, ist dauerhafter, und seine Ausbesserung wird nicht teurer als diejenige einer gewöhnlichen Steinschlagbahn. Die Abnutzung beträgt nur $\frac{1}{7}$ bis $\frac{1}{8}$ derjenigen der Stein-

schlagbahn, jedoch eignet sich das Kleinpflaster nicht für sehr schweren Frachtverkehr. Als wesentliche Bedingungen für die gute Haltbarkeit sind anzuführen: sorgfältige Ausführung besonders des Unterbaues, der auch bei Frostaufgang nicht nachgeben darf, und gutes, widerstandsfähiges Steinmaterial [29]).

IV. Klinkerpflaster wird in den Küstengegenden Norddeutschlands, sowie in Holland, wo es sowohl an Steinmaterial als auch an Kies fehlt, vielfach zur Befestigung von Landstraßen verwendet [30]). Als Unterbettung dient eine 30 bis 40 cm starke Sandschicht, die sorgfältig im Erdkasten der Straße abgerammt und abgewalzt werden muß, da die schädlichsten Folgen für die Fahrbahn entstehen, wenn einzelne Steine sich senken. Auf dieser mittels einer Schablone nach der Straßenwölbung abgeglätteten Sandschicht werden die Steine von Hand hochkantig im Verbande verlegt, so daß die Steinbreite die Pflasterdicke bildet.

Abb. 42. Klinkerpflaster.

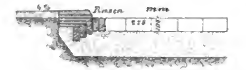
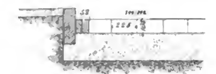


Abb. 43. Klinkerpflaster mit Randsteinen.



Zunächst werden zwei oder mehr Läuferreihen in der Straßenrichtung an die Seite der Fahrbahn als Saumsteine gesetzt (s. Abb. 42 und 43), worauf zwischen diese die übrigen, mit ihrer Länge senkrecht zur Straßenrichtung, reihenweise im Läuferverband oder so versetzt werden, daß die Stoßfugen jeder Reihe um $\frac{1}{3}$ Stein gegen die vorhergehende verschoben erscheinen, wodurch dem Durchbrechen der Klinker in der Mitte vorgebeugt wird. Zum Herausholen bzw. zum Einsetzen einzelner zerbrochener oder verschobener Steine dient ein besonders geformter Schlüssel (s. Abb. 44) [31]).

Abb. 44. Pflasterschlüssel.

Abb. 45. Kornährenverband.

An Wegübergängen oder in Krümmungen wird vielfach auch der Kornährenverband nach Abb. 45 angewendet, bei Krümmungen benutzt man wohl auch keilförmig zugerichtete Steine.

Nach Fertigstellung der Pflasterschicht wird reiner Quarzsand in dünnen Lagen ausgestreut und unter andauernder Besprengung mit stumpfen Besen in die Fugen eingekehrt, worauf die Straße nach Beschüttung mit einer 1 bis 5 cm dicken Sandschicht dem Verkehr übergeben werden kann. Diese Sandschicht ist möglichst immer wieder zu erneuern, da ihr Vorhandensein das Aufschlagen der Pferdehufe mildert und die Abnutzung der Steine verringert. Damit diese Sandschicht möglichst lange erhalten bleibt und nicht durch den Wind gleich fortgeweht wird, müssen die Fußwege erhöht angelegt werden und erhalten entweder eine von Rasenziegeln gebildete Einfassung (s. Abb. 42) oder einen seitlichen Abschluß durch Bordsteine (s. Abb. 43).

Die Größe der Klinker ist sehr verschieden. Die Länge wechselt zwischen 18 und 23 cm, die Breite zwischen 10 und 11 cm, die Dicke zwischen 4,5 und 5,5 cm. Außer

[29]) S. v. Willmann, »Straßenbau«, Fortschr. d. Ing.-Wissensch., II. Gruppe, 4. Heft, Leipzig 1895, S. 18, wo auch die einschlägige Literatur angeführt ist. — Neuere Literatur s. F. v. Laissle, Straßenbau, »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, 4. Aufl. 1907, I. Teil, Bd. IV, Kap. I, S. 197.

[30]) Über seine Verwendung für städtische Straßen s. § 15 unter c.

[31]) Die Abb. 44, 45, 69, 70 u. 89 sind dem vom Verfasser geschriebenen Art. »Klinkerstraßen« und dem Art. »Kanalisation« von J. Brix in Otto Luegers »Lexikon der gesamten Technik«, 2. Aufl., Bd V, entnommen.

der zur Herstellung der Pflasterung selbst verwendeten Sorgfalt, ist für die Güte und Dauerhaftigkeit des Klinkerpflasters auch die Güte der bis zur Verglasung in 15 bis 17 Tagen gebrannten und dann in 4 bis 5 Tagen langsam abgekühlten Klinker maßgebend. Als besonders geeignet werden die 22,8 cm langen, 18,8 cm breiten, 5,2 cm dicken und 3 kg schweren Bockhorner Klinker gerühmt. Schweren Frachtverkehr halten jedoch auch gute Klinkerstraßen nicht aus und bedürfen in jedem Fall einer sehr aufmerksamen Beobachtung und Unterhaltung.

§ 9. Die Fußwege, Sommerwege, Reit- und Radfahrwege und ihre Befestigung. Diese bei Landstraßen nicht überall vorkommenden Straßenteile erfordern bezüglich ihrer Befestigung immerhin eine gewisse Beachtung, da ihre Anlage, wenn erwünscht oder erforderlich, in richtiger Weise erfolgen muß.

1. **Fußwege** werden bei Landstraßen meist durch das die Steinbahn begrenzende Erdbankett gebildet, liegen also dann in gleicher Höhe mit der Fahrbahn und sind in ihrer Oberfläche meist nicht befestigt. Besser ist es, sie wenigstens zu bekiesen und den Fußgängern durch eine zwischen sie und die Fahrbahn angeordnete Baumreihe oder durch Abweissteine einen Schutz vor den Fuhrwerken zu gewähren. Immerhin sind solche Fußwege bei nassem Wetter schlecht zu begehen, da das von der Straßenoberfläche abfließende Regenwasser, bei der dem Querprofil der Straße sich anschließenden niedrigen Lage, über den Fußweg zum Graben abfließt (s. Abb. 17 und 18, S. 89 und 90).

Das einzige Mittel, diesem Übelstande zu begegnen, besteht darin, den Fußweg wie bei den Klinkerstraßen (s. Abb. 42 und 43, S. 111) um 10 bis 15 cm höher als die Straßenoberfläche anzubringen und, wie schon S. 88 erwähnt, die neben dem Fußweg entstehende Gosse, alle 30 m etwa, mittels Röhren durch den Fußwegkörper zu entwässern (s. Abb. 19, S. 90). Die erhöhte Fußwegkante kann dann entweder mittels einer Raseneinfassung oder durch Bordsteine befestigt und der Fußweg selbst bekiest werden. Eine Pflasterung oder eine sonstige den städtischen Fußwegbefestigungen entsprechende Abdeckung findet nur in der Nähe der Städte statt. Das Quergefälle wird entweder nach dem Graben oder nach der Gosse zu mit $^1/_{25}$ bis $^1/_{35}$ angenommen.

2. **Sommerwege** können, wo sie im Flachlande Verwendung finden (s. S. 84), entweder als unbefestigte Erdwege oder durch eine Sand-, Schlacken- oder Kieslage befestigt, neben der besteinten Fahrbahn angeordnet werden. Da diese Sommerwege die Feuchtigkeit aufsaugen und lange festhalten, wählt man, um das Austrocknen möglichst zu befördern, am besten die Süd- oder Ostseite der Straße zu ihrer Anlage; immerhin sind sie nur bei trockenem Wetter benutzbar. Das Quergefälle schwankt zwischen $^1/_{15}$ und $^1/_{25}$, je nachdem geringeres oder größeres Längsgefälle der Straße vorhanden ist. Lehmiger Boden wird in der Regel mit Sand, Kies, Steinkohlenschlacken oder Mauerschutt befestigt, während sandiger Boden durch lehmigen Kies verbessert werden kann.

3. **Reitwege,** als welche auch die Sommerwege dienen können, werden auf Landstraßen selten und nur in der Nähe größerer Städte gesondert angelegt. Um sie auch bei nasser Witterung benutzbar und an sich widerstandsfähiger und haltbarer zu machen, werden sie, namentlich bei lehmigem Boden, mit einer Unterbettung von zerschlagenen Backsteinen oder sonstigen Steinabfällen versehen und mit einer mindestens 15 cm starken Schicht aus Sand oder feinem Kies beschüttet.

4. **Radfahrwege.** Bei der sehr raschen und geräuschlosen Bewegung der Radfahrer erscheint es zur größeren Sicherheit der Fußgänger und zur Vermeidung der häufig vorkommenden Unglücksfälle wünschenswert, dem Radfahrverkehr besondere Wegstreifen

zu überweisen (s. S. 88). Wo dies durch die vorhandene Breite, oder bei der Neuherstellung einer Straße möglich ist, genügt ein Streifen von 2 bis 2,5 m Breite, zu dessen Befestigung eine 10 bis 12 cm starke Schotterschicht mit abgewalzter Decke von feinem Kies oder Sand hinreicht.

§ 10. Nebenanlagen. Als solche sind für eine Straße von Wichtigkeit: die Abteilungszeichen, die Marksteine, die Abweissteine, die Einfriedigungen und Schlagbäume, die Wegweiser, Ortstafeln und Hoheitsstöcke, sowie die Pflanzungen.

1. **Die Abteilungszeichen** dienen zur Einteilung der Straßenlänge. Früher als Meilensteine, werden sie, seit Einführung des Metermaßes in Deutschland als Kilometersteine und als, Unterabteilungen von je 100 m angebende, Nummersteine in Form regelmäßig zugehauener Steine am Straßenrande gut sichtbar angebracht und mit der betreffenden Teilzahl versehen. Die Kilometersteine erhalten auf der Vorderseite die Kilometerzahl, auf den Seiten gewöhnlich den Abstand der nach der betreffenden Seite nächstgelegenen größeren Ortschaft. Die Nummersteine sind kleiner und enthalten nur die Zahlen 1 bis 9. Die Kilometerzahlen sowie die Nummern der Nummersteine werden am besten in den Stein vertieft eingehauen und mit schwarzer Ölfarbe angestrichen. Der Anfangspunkt der Zählung liegt für Hauptstraßen stets innerhalb einer größeren Ortschaft. Für Nebenstraßen beginnt die Zählung an der Abzweigstelle von der Hauptstraße.

2. **Die Marksteine** grenzen das Straßengelände gegen die anliegenden Grundstücke ab. Es sind also Grenzsteine, die als solche zu behandeln sind, indem sie möglichst sicher versetzt, soweit sichtbar, regelmäßig bearbeitet und mit einer Grenzmarke sowie mit entsprechenden Buchstaben- oder Zahlenbezeichnungen versehen werden müssen. Die Grenzmarke wird in der Regel in der Mitte der Kopffläche als Kreuzschnitt angebracht.

3. **Die Abweissteine oder Prellsteine** dienen als Schutzmittel gegen das Abgleiten der Fuhrwerke, sowohl am Wegrande nach der Talseite hin, als auch zwischen Fahrbahn und Fußweg und bestehen aus einzelnen, in Abständen von 2 bis 4 m angebrachten, regelmäßig bearbeiteten oder auch wohl rauh gelassenen Steinen. Ihre Höhe über der Fahrbahn ist so zu bemessen, daß die Radnabe gerade über sie hinwegkommen kann.

4. **Einfriedigungen, Brüstungen, feste und bewegliche Wegschranken und Schlagbäume** werden unter besonderen Umständen erforderlich, erstere namentlich für Gebirgsstraßen als Schutz auf der Tal- oder Abgrundseite, letztere bei Bahnübergängen und an Orten, wo Weg- oder Brückengeld erhoben wird. Sie können in verschiedenster Weise hergestellt werden, worauf hier nicht näher eingegangen werden kann.

5. **Wegweiser** sind an Straßenabzweigungen aufzustellen und können aus Steinsäulen oder aus Holz- bzw. Eisenpfosten bestehen. Erstere enthalten die Namen der nächsten Orte unter Angabe der Richtung ihrer Lage in eingehauener Schrift. An letzteren sind Tafeln als Arme angebracht, die in die betreffende Richtung weisen und die Ortsnamen, sowie unter Umständen auch ihre Entfernung in ortsüblichem Wegmaß angeben.

6. **Ortstafeln und Hoheitsstöcke** bezeichnen die an der Straße liegenden Ortschaften, bzw. die Landesgrenzen. Sie werden an der Grenze des Gebietes an den Rand der Straße gestellt und durch einen Anstrich in den Landesfarben besonders kenntlich gemacht.

7. **Pflanzungen** bestehen aus der zur Befestigung der Auf- und Abtragböschungen erforderlichen Besamung der letzteren (s. Kap. I, S. 53) oder aus Baumpflanzungen, die teils als Einfriedigungen, teils zur Kenntlichmachung der Straße im Dunkeln und bei tiefem Schnee dienen und daneben die Straße verschönern, dem Fußgänger Schatten bieten und einen gewissen Ertrag liefern.

Als Nachteile der Baumpflanzungen sind zu erwähnen, daß sie je nach ihrer Stellung, sowie je nach der Mächtigkeit und Höhe der Baumkronen die benachbarten Äcker und die Straße häufig zu sehr beschatten, so daß auf ersteren das Reifen der Früchte, auf den Straßen das Austrocknen beeinträchtigt wird; auch kann der Verkehr durch zu tief herabhängende Äste gestört und das benachbarte Ackerland durch zu weit verzweigte Wurzeln zu sehr ausgesogen werden. Diesen Nachteilen ist deshalb durch entsprechende Beaufsichtigung, durch die Wahl der Baumarten, durch die Stellung der Bäume zur Straße, bzw. zum Ackerland und durch Festlegung eines richtigen Abstandes der Bäume voneinander entgegenzuwirken.

Die Wahl der Baumarten hängt vom Klima und von der Lage der Straße ab. In dafür geeigneten Gegenden wird man, schon des erwünschten Ertrages wegen, Obstbäume und unter diesen hochstämmige Apfelsorten wählen; in höheren Lagen und auf weniger gutem Boden können Kirschen, in feuchten Niederungen Birken und Ahorn, in geschützten Lagen wärmerer Gegenden Walnußbäume und Akazien in Betracht kommen. Als Stammhöhe genügen 2,5 m, während der Abstand im Durchschnitt zu 10 m, bei Obstbäumen zu 5 bis 8 m angenommen werden kann.

Die Bäume werden entweder zwischen dem Fußweg und der Fahrbahn oder, wenn nur Bankette vorhanden sind und die Bäume den Fuhrwerken noch Schutz gegen das Abgleiten bieten sollen, mindestens 0,3 m von der äußersten Straßenkante entfernt angepflanzt. Schmale und besonders an Berghängen hinziehende Straßen können nur einseitig, letztere auch nur an der Talseite bepflanzt werden. Zum Schutz gegen die Einwirkung des Windes müssen junge Bäume Pfähle erhalten, die sachgemäß anzubringen sind, damit kein Abscheuern der Rinde erfolgt. Gegen das Benagen durch Tiere werden die Baumstämme am besten unten mit Dornen umbunden.

§ 11. Die Reinigung und Unterhaltung der Landstraßen. Bei der regelrechten Abnutzung einer Steinschlagstraße entsteht durch die Zermalmung des Steinmaterials, infolge der Reibung der Räder, sowie durch die Einwirkung der Hufe von den Zugtieren zunächst: Staub, der für die auf der Straße Verkehrenden höchst lästig und gesundheitsschädlich ist. Bleibt dieser Staub vermengt mit zerfahrenem Mist der Zugtiere liegen, so wird er, sofern der Wind ihn nicht fortträgt, durch die feuchten Niederschläge in einen Schlamm verwandelt, der die Straßenoberfläche feucht erhält und den raschen Wasserabfluß verhindert. In die aufgeweichte Straßenoberfläche drücken sich aber die Räder tiefer ein und bilden Furchen, in welchen wiederum das Wasser, seitlich nicht zum Abfließen gelangend, stehen bleibt und tiefer in die Straßenbefestigung, diese noch mehr erweichend, eindringt. Dadurch verschlechtert sich aber der Zustand der Straße immer mehr.

Vom Wasser durchdrungene Stellen nutzen sich mehr ab, als trockener gebliebene, und es entstehen muldenförmige Vertiefungen, sog. »Schlaglöcher«, die sich immer mehr ausfahren, wenn nicht rechtzeitig durch entsprechende Ausbesserungen (s. unten unter »Flickbetrieb«) der stetigen Verschlechterung der Straßenfahrbahn entgegengewirkt wird. Dazu kommt noch, ähnlich wie im Kap. I, S. 59 geschildert, die Einwirkung des Frostes.

Wird der Straßenstaub und nächst diesem der Straßenkot aber möglichst bald nach seiner Bildung entfernt, d. h. ist die Straßenreinigung eine geregelte, so nutzt sich die Straße viel gleichmäßiger und langsamer ab, weil das Wasser stets abfließen kann und die Straße selbst trockener und daher gleichmäßiger widerstandsfähig bleibt.

Je besser also eine Straße gereinigt und unterhalten wird, um so geringer ist ihre Abnutzung, um so länger daher ihre Dauer und Haltbarkeit, und um so geringer werden damit auch die Kosten, welche ihre Instandhaltung, d. h. die Ausbesserung bzw. Erneuerung der Straßenbefestigung, erfordert. Von diesem Gesichtspunkt aus bildet die Straßenreinigung einen wesentlichen Teil der Straßenunterhaltung, die somit außer der Unterhaltung der Nebenanlagen

1. die Straßenreinigung,
2. die Wiederherstellung der abgenutzten Straßenoberfläche

betrifft. Für beide Tätigkeiten sind geschulte Leute erforderlich, und man gelangt immer mehr dazu, ständige Straßenwärter anzustellen, denen, je nach der Verkehrsgröße der Straße, gewisse Strecken von 3 bis 7 km zur Beaufsichtigung unterstellt werden, die das rechtzeitige Abziehen von Staub und Kot, die Ausführung kleiner Ausbesserungen der Fahrbahn, der Fußwege, Böschungen und Gräben regelmäßig zu besorgen und die Zerkleinerung des Straßenmaterials zu beaufsichtigen haben, während größere Ausbesserungen bzw. Neueindeckungen unter ihrer Aufsicht durch Hilfsarbeiter ausgeführt, oder an Unternehmer vergeben werden.

1. **Die Reinigung der Steinschlagstraßen** hat in der Weise zu erfolgen, daß der sich bildende Staub, möglichst als solcher, sobald wie möglich beseitigt wird. Tritt dann Regen ein, so kann das Wasser auf der harten und glatten Straßenoberfläche rasch abfließen, es bildet sich kein Schlamm, und die Straße ist bald wieder trocken. Erst wenn der Regen mehrere Tage anhält, entsteht in diesem Fall eine Kotschicht, die dann vor dem Austrocknen und Hartwerden zu entfernen ist.

Sowohl das Staub- wie das Kotabziehen (Abschlemmen) erfolgt mittels hölzerner oder eiserner »Krücken«, d. h. etwa 6 bis 8 cm breiter, 20 cm langer Bretter oder Platten, an denen, senkrecht zu ihnen stehend, ein Stiel befestigt ist. Eiserne Krücken, die an sich haltbarer als die hölzernen sind, beschädigen leicht die Straßenoberfläche, weshalb zur Schonung der Straßen, statt solcher, vielfach Besen oder Bürsten verwendet werden. Insbesondere haben sich die Piassavabesen bewährt. Als Tagesleistung eines Arbeiters können für das Abkratzen mittels Krücken etwa 600 bis 800 qm Straßenfläche, für das Abfegen von Staub etwa 3000 qm angenommen werden. Am besten geschieht beides von der Mitte der Straße aus nach den Seiten hin, so daß für eine gewisse Strecke erst die eine und darauf die andere Straßenhälfte gereinigt wird. Der zunächst in Haufen auf dem Seitenbankett zusammengekehrte Staub oder Schlamm muß sobald als möglich abgefahren werden. Ersterer wird am besten sofort in geschlossene Handkarren geladen, da der Wind ihn sonst leicht wieder verteilt; letzterer darf nicht lange liegen bleiben, weil der Wasserabfluß in die Gräben gehindert wird und diese sich leicht mit dem vom Wasser mitgerissenen Schlamm anfüllen.

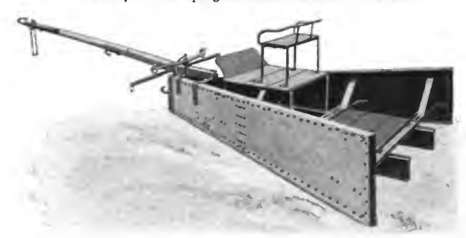
Zur Trockenhaltung der Straße ist es durchaus erforderlich, daß gleichzeitig mit der Straßenreinigung auch die Gräben stets in gutem Zustand erhalten werden, so daß weder ein Verschlämmen, noch ein Zuwachsen durch zu üppig wucherndes Gras der Seitenböschungen, oder durch sonstigen Pflanzenwuchs stattfinden kann. Wo die Bankette höher als die Fahrbahn liegen (s. Abb. 11, S. 88 und Abb. 19, S. 90), namentlich wenn sie als erhöhte Rasenstreifen ausgebildet sind, müssen die in Abständen von 10 bis

15 m anzubringenden Querschlitze stets von den Straßenwärtern offen gehalten werden, damit kein Aufstauen des Wassers am Straßenrande stattfinden kann.

Straßenreinigungsmaschinen zum Abziehen von Staub und Kot werden mehr in Städten, als auf Landstraßen verwendet, weshalb sie bei der Reinigung städtischer Straßen im § 18 besprochen werden sollen. Nur ausnahmsweise kommen auf Landstraßen solche Kotabzugs- und Kehrmaschinen zur Verwendung, wenn die Straßenoberfläche auf größere Strecken vor Einbringung einer neuen Decklage (s. unter 3 c, S. 120) zu reinigen ist.

Zur Entfernung von Schnee bedient man sich auf Landstraßen des »Schneepfluges« (s. Abb. 46), eines keilförmigen Schlittens, der von Pferden gezogen wird und den Schnee nach beiden Seiten hinausschiebt, so daß die Mitte der Fahrbahn auf

Abb. 46. Schneepflug der Fabrik Weygandt & Klein.



seine eigene Breite als Schlittenbahn fest und fahrbar gemacht wird. Den Schnee selbst sowie die auf der Straße entstehenden Eisbildungen überläßt man meist dem Auftauen, bis eine sich bildende Schlammschicht wieder Gelegenheit zum Abschlämmen gibt. Jedoch muß dabei vorsichtig verfahren werden, weil leicht obere Teile des Steinschlags, durch den Frost abgelöst, am Kot hängen bleiben und zum Schaden der Straße mit abgezogen werden könnten.

2. Das Ölen und Teeren der Steinschlagstraßen[32]). Den bei trockenem Wetter sich auf Steinschlagstraßen stets bildenden, bei nassem Wetter in Kot sich verwandelnden Straßenstaub, der bei rasch fahrenden Fahrzeugen in lästiger und gesundheitsschädigender Weise aufwirbelt, hat man, angeregt durch die sich stets stärker vermehrenden, mit unheimlichen Geschwindigkeiten dahinsausenden, die Straße für längere Zeit in Staubwolken einhüllenden Selbstfahrer (Automobile), in neuerer Zeit durch Aufbringen einer öligen oder zähflüssigen Masse zu binden gesucht, da die Straßenreinigung allein nicht mehr ausreicht den Staub zu beseitigen.

Gleichzeitig soll, durch das Eindringen der öligen Masse in die Zwischenräume zwischen den Steinen der Schotterschicht, eine Verkittung der letzteren und hierdurch, sowie durch den öligen Überzug der Straßenoberfläche, eine wenigstens zeitweilige Verminderung der Abnutzung der Straße, also auch der Staubbildung selbst bewirkt

[32]) Ausführlicheres findet sich in F. Löwe, »Straßenbaukunde«, 2. Aufl., Wiesbaden 1906, S. 537 und F. v. Laissle, »Landstraßen«, Handb. d. Ing.-Wissensch., 4. Aufl. 1907, I. Teil, Bd. IV, Kap. I, S. 144.

werden. Ähnliche Bestrebungen liegen den schon früher angestellten Versuchen mit Pech- oder Asphalt-Schotterstraßen zugrunde (vgl. § 15 unter 3 b). Die seitherigen Versuche mit dem Ölen und Teeren vorhandener Straßen, die in Kalifornien beginnend, auch an verschiedenen Orten Europas, in größerem Maßstabe namentlich in Frankreich, ausgeführt wurden, haben im allgemeinen ergeben, daß die gewünschte Wirkung tatsächlich eintritt, solange die aufgetragene ölige Schicht standhält und nicht durch den Verkehr, durch Nässe und Frost gelitten hat. Dabei ist es von Wichtigkeit, daß die Straße vor der Behandlung mit einer der öligen Massen, in einen guten Zustand gebracht, also am besten neu beschottert, abgewalzt und gehörig ausgetrocknet ist. In wirtschaftlicher Hinsicht, d. h. ob durch die Ölung oder Teerung die Unterhaltungskosten der Straßen erhöht oder verringert werden, können die Versuche noch nicht als abgeschlossen betrachtet werden.

Als ölige Massen kommen zur Verwendung: Erdöle (Rohpetroleum), Teer und künstliche Mischungen wie Asphaltin und Westrumit.

a) Das Ölen der Straßen wurde in Kalifornien und Texas seit dem Jahre 1898 mit Rohpetroleum, gewöhnlich in erhitztem Zustande, vorgenommen, indem man zuerst, ähnlich wie dies beim Besprengen mit Wasser geschieht, nur soviel Öl aufbrachte, als zur Staubdämpfung erforderlich war. Später wurde soviel Öl verwendet, als der Sraßenkörper aufzunehmen imstande war. Dadurch wurde eine viel wiederstandsfähigere Straßendecke geschaffen, die dann nur in gewissen Zeiträumen mit einer geringeren Ölmenge besprengt zu werden braucht, um staubfrei erhalten zu werden. In England sind mit Kreosotöl, dem kleine Mengen Pech zugesetzt waren, gute Erfolge erzielt worden. Mit 0,7 Liter Öl für das qm konnte die Straße etwa 3 Wochen staubfrei erhalten werden. Für deutsche Verhältnisse ist das Ölen zu teuer. Als Übelstände des Ölens sind: der schlechte Geruch und der schmierige Zustand der Straßenoberfläche zu nennen; dazu kommt noch, daß bei anhaltendem Regen das Öl in hohem Maße fortgeschwemmt wird.

b) Das Teeren der Straßen wurde in Frankreich bereits im Jahre 1880 auf einer Straße in der Gironde versucht, dann sind Versuche in Algier und in Ravenna gemacht worden, bis neuerdings wieder in Frankreich in größerem Umfange Versuche angestellt wurden[33]). Der Teer wird entweder rein oder mit Teeröl vermischt, auf etwa 80° C. erhitzt und von der Mitte der Straße aus auf größeren Strecken aufgebracht und rasch mit Besen verteilt, worauf Flußsand oder Straßenstaub aufgestreut und der Verkehr auf 3 bis 5 Tage unterbrochen werden muß. Aus diesem Grunde wird man am besten nur je die eine Hälfte der Straße teeren, damit die andere Hälfte dem Verkehr offen bleiben kann. Die Kosten werden zu 12 Pf. für das qm angegeben. Vielfach wird vor der Teerung eine Ölung empfohlen.

Die Teerung scheint die Staubbildung nachhaltiger zu verhindern, als das Ölen, da empfohlen wird das Teeren nur einmal und zwar am besten im Frühjahr vorzunehmen. Auch sollen die Unterhaltungskosten der Straßen wesentlich vermindert werden. Der Teergeruch wird sich auf offenen Straßen kaum als lästig erweisen, dagegen wohl in Städten, wo auch die jedesmalige Unterbrechung des Verkehrs wenigstens auf die Hälfte der Straßenbreite störend wirken kann.

c) Das Asphaltin[34]), so von Prof. Dr. BÜTTNER benannt, ist ein ihm patentiertes Gemisch von Asphalt und Ölen, das ähnlich wie Teer in heißem Zustande aufgebracht

[33]) Vgl. Nouv. ann. d. l. constr. 1904, S. 12, 25 u. 44.

[34]) Ztschr. f. Transpw. u. Straßenb. 1903, S. 373; 1906, S. 393.

und auf der Straßenoberfläche mit Bürsten verteilt wird. Gelegentlich der Deutschen Städteausstellung in Dresden 1903 wurde eine Straße damit behandelt und ergab befriedigende Ergebnisse. Die Fortsetzung der Versuche sollte seitens der Stadtverwaltung in Erwägung gezogen werden.

d) Das Westrumit[35]) wird von den deutschen Ölbesprengungswerken in Berlin empfohlen und zu 200 Mk. für 1000 Liter geliefert. Es scheint nach den Berichten ein günstiges und namentlich sehr bequemes Mittel zu sein, da es in kaltem Zustande, mit gewöhnlichen Sprengwagen auf die Straße gebracht werden kann, verhältnismäßig billig ist und nur wenig Geruch verbreitet, der bald vergeht, da die Verdunstung gering ist. Es ist eine in Wasser lösliche Mischung von Alkalien mit Teer- und Petroleumrückständen; 5 bis 10% mit kaltem Wasser gemischt, ergeben eine Lösung, die zur ersten Besprengung verwendet wird. Nach 12 Stunden soll eine zweite Besprengung mit einer Lösung von 5% erfolgen. Dann ist eine Wiederholung nur in Zeitabschnitten von 2 bis 8 Wochen erforderlich. Für Landstraßen wird eine Besprengung mit einer 5% Lösung in Zeitabschnitten von 3 bis 4 Monaten für ausreichend gehalten, wenn die erste und zweite Besprengung mit je einer Lösung von 10% stattfand, wobei vorausgesetzt wird, daß die zweite Besprengung sogleich nach Abtrocknung der ersten erfolgt. Die Kosten betragen für eine zweimalige Besprengung der Straße mit einer 10% Lösung 4 bis 5 Pf. für das qm. Mit 6 bis 8 Pf. für das qm kann eine Straße bei schwachem Verkehr vom April bis zum Oktober staubfrei erhalten werden, bei mittlerem Verkehr für 9 bis 12 Pf. und bei starkem Verkehr für 16 bis 17 Pf. für das qm.

3. **Die Wiederherstellung der abgenutzten Straßenoberfläche** bedarf eingehender Beobachtung und Berücksichtigung des Verkehrs sowohl, als auch des Straßenbaumaterials und besteht entweder in der fortlaufenden Ausbesserung kleiner Schäden, dem sog. Flickbetrieb, oder in der regelmäßig wiederkehrenden vollständigen Erneuerung der Decklage, dem sog. Deckenbetrieb. In beiden Fällen ist man bestrebt, der Straße eine möglichst glatte, mit der erforderlichen Wölbung versehene Oberfläche zu erhalten. Das Bestreben muß aber auch dahin gerichtet sein, dies mit dem geringsten Aufwande zu tun, was durch gehörige Sorgfalt und entsprechende Wahl des Steinschlagmaterials erreicht werden kann.

a) Das Steinschlagmaterial. Ist der Verkehr auf einer Landstraße sehr bedeutend, so wird auch die Abnutzung der Straße eine entsprechend große sein, weshalb möglichst widerstandsfähiges Steinmaterial verwendet werden muß, während auf weniger befahrenen Straßen auch weicheres, also in der Regel billigeres Steinmaterial den Ansprüchen genügen kann. Aus diesem Grunde ist man bemüht gewesen, für das Steinschlagmaterial Wertziffern festzustellen, indem man auf gleich langen, mit gleichen Steigungen und Quergefällen versehenen Versuchsstrecken, welche gleichen Verkehrsuud Witterungsverhältnissen ausgesetzt waren, verschiedene Steinmaterialien für die Decklage verwandte und aus ihrem Verhalten, sowie aus der für die Unterhaltung im Vergleich zur Verkehrsgröße erforderlichen Materialmenge, ihre Verwendungsfähigkeit und Dauerhaftigkeit ableitete und zahlenmäßig feststellte[36]). Neben diesen auf unmittelbarer Beobachtung der Abnutzung beruhenden Bewertungen wurden in neuerer Zeit auch in den Versuchsanstalten Prufungen des Steinmaterials auf Druck, Abschleifen und An-

[35]) Vgl. Ztschr. f. Transpw. u. Straßenb. 1904, S. 19 u. 363.

[36]) Genaueres hierüber s. in: v. Willmann, »Straßenbau«, Fortschr. d. Ing.-Wissensch., II. Gruppe, 4. Heft, S. 25, und F. v. Laissle, »Straßenbau«, »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, 4. Aufl., 1907, I. Teil, Bd. IV, Kap. I, S. 125.

bohren in trockenem und nassem Zustande, auf die das Glattwerden begünstigende Politurfähigkeit und auf Witterungsbeständigkeit ausgeführt, die, durch mikroskopische Untersuchungen vervollständigt, gegenüber den langwierigen Beobachtungen auf Versuchsstrecken in verhältnismäßig kurzer Zeit einen Überblick über die Eigenschaften der Materialien gewähren und von vornherein ungeeignete Steinarten ausscheiden lassen.

Wie bereits im § 8, S. 104 dargelegt, ist für die Decklage stets das beste und härteste Steinmaterial in geeigneter gleichförmiger Korngröße von 4 bis 6 cm zu verwenden, wenn die Befestigung durch Straßenwalzen geschieht. Überläßt man das Festfahren den Fuhrwerken, wie dies beim Flickverfahren (s. unten unter b) geschieht, so ist ein kleineres Korn besser, weil die Steine sich besser ineinanderfügen und die Straßenoberfläche sich rascher glättet. Im allgemeinen muß bei weicherem Material ein größeres, bei hartem Material ein kleineres Korn gewählt werden, weil ersteres sich leichter bindet und bei zu kleinem Korn zu rasch zerfahren wird.

b) Der Flickbetrieb, d. h. die unausgesetzte teilweise Einbringung bzw. Erneuerung der Deckschicht auf einzelnen abgenutzten Stellen von geringer Ausdehnung, muß, da der frisch aufgebrachte Schotter nicht eingewalzt wird, so erfolgen, daß die Fuhrwerke nicht den neu beschotterten Stellen ausweichen können, weil diese sich sonst nicht rasch genug festfahren würden. In manchen Gegenden werden sogar »Sperrsteine« gelegt, die jedoch den Verkehr ungemein belästigen und unter Umständen gefährden.

Der bei dieser Unterhaltungsweise von den Fuhrwerken selbst fest zu fahrende Schotter bildet, abgesehen von der Qual für die Zugtiere, schon an sich eine Belästigung des Verkehrs. Auch werden die ausgeflickten Stellen nie ganz fest und bedürfen einer stetigen Nachhilfe seitens der Straßenwärter. Solange die Steine lose sind, werden sie von den Hufen der Zugtiere durcheinander geworfen und zur Seite geschleudert, wobei viel Material verloren geht. Aus diesem Grunde kann der Flickbetrieb nur in Gegenden zur Anwendung kommen, wo die zum Schotter verwendbaren Steine in unmittelbarer Nähe vorhanden sind, daher nicht hoch im Preise stehen, und wo der Verkehr und damit auch die Abnutzung gering ist. Auch ist eine verhältnismäßig große Anzahl ständiger, geschulter Straßenwärter erforderlich.

Je belebter die Straße und je weicher das Steinmaterial ist, um so weniger eignet sich der Flickbetrieb zur Straßenunterhaltung, da doch nach einer gewissen Reihe von Jahren die Einbringung einer vollständigen Decklage erforderlich wird. Dagegen ist der Flickbetrieb, wenn er in bescheidenem Umfang, als rechtzeitige Ausbesserung entstandener Furchen oder kleinerer Schlaglöcher seitens der Straßenwärter richtig aufgefaßt und gehandhabt wird, wohl geeignet, als vorbeugende Maßregel den Zustand der Straße in gutem Stande zu erhalten und die Notwendigkeit der vollständigen Eindeckung hinauszuschieben, also wirtschaftlich günstig einzuwirken.

Die Ausführung des Flickbetriebes erfolgt in der Weise, daß auf den schadhaft gewordenen, bzw. abgenutzten Stellen der Straßenkot sorgfältig abgekratzt und die Stellen selbst, namentlich an den Begrenzungen, mit der Spitzhacke aufgerauht werden, bevor der frische Steinschlag gleichmäßig aufgebracht wird, damit eine bessere Bindung des frischen Schotters mit der alten Steinschlagdecke erfolgen kann. Eine geringe Dichtung desselben wird mit der Handramme erzielt. Als die beste Zeit zum Flicken ist feuchte Witterung, also der Herbst oder das Frühjahr, zu bezeichnen.

c) Der Deckenbetrieb, d. h. die zeitweise regelmäßig wiederkehrende, vollständige Erneuerung der Deckschicht mit nachfolgender Abwalzung, hat zur Voraussetzung, daß

in der Zwischenzeit die Straßenoberfläche durch sorgfältige Reinigung und rechtzeitige Ausbesserung kleiner Schäden glatt und in der Wölbung gleichmäßig erhalten wird, wobei die Dicke der Deckschicht bis auf ein gewisses, der Straßenart und der Verkehrsgröße entsprechendes, durch die Erfahrung festzustellendes Maß abnehmen kann. Ist bei gleichmäßiger Abnutzung der Oberfläche dieses kleinste Maß der Deckendicke erreicht, so muß die Neueindeckung erfolgen.

Bezeichnet in Abb. 47 [37]) e die kleinste zulässige Stärke der abgenutzten Straße, r die Stärke der abgewalzten, frisch beschotterten Straße, m die mittlere Stärke während des Zeitraumes von ζ Jahren, u die jährliche Abnutzungshöhe, L die Länge des Straßenzuges, l die jährlich zu beschüttende Straßenstrecke, so ist nach DURAND CLAYE [38]):

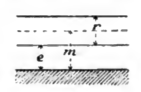
$$m = e + \frac{r}{2} \text{ oder } r = 2(m - e), \tag{28}$$

$$r = \zeta \cdot u \text{ oder } = \frac{r}{u} \tag{29}$$

und
$$l = \frac{L}{\zeta}, \tag{30}$$

dabei kann für r eine mittlere Stärke von etwa 10 bis 12 cm gewählt werden, mit welcher man nach Annahme des Zeitraumes ζ die übrigen Größen aus den Formeln 28 bis 30 berechnen kann, da ja die Gesamtstärke $e + r$ gegeben, womit auch e bekannt ist. Der Zeitraum ζ kann je nach der Straßenart zu 2 bis 4 Jahren angenommen werden, innerhalb welcher Zeit der ganze Straßenzug von der Länge L, den man in entsprechend lange, jährlich einzudeckende Strecken l teilt, neu beschottert werden muß. In der Zwischenzeit werden dann, wenn nötig, nur kleinere Ausbesserungen nach dem Flickverfahren gemacht.

Abb. 47. Stärke der Straßenbeschotterung.



Wird der Deckenbetrieb für die Straßen eines Landes oder Bezirkes eingerichtet, so kann, wie dies in Württemberg der Fall ist, stets ein Walzenzug unterwegs sein, zu welchem außer der gleichzeitig als Beförderungsmittel dienenden Dampfwalze noch eine Kehr- und Abschlämmaschine, ein Sprengwagen nebst Speisepumpe, ein Pritschenwagen mit den Bestandteilen einer Schutzhütte für die Dampfwalze zur Nachtzeit und ein Arbeitswagen gehören, welch letzterer einen Kohlenraum, eine kleine Werkstätte und einen Schlafraum für den Aufseher enthält (s. Abb. 48) [39]).

Das Verfahren zur Neueindeckung der Straßen besteht beim Deckenbetrieb darin, daß zunächst die betreffende Straßenstrecke sorgfältig gereinigt wird, worauf bei leicht bindendem Material sofort der neue Schotter aufgebracht, eingeebnet und abgewalzt werden kann (s. § 8, S. 105). Immerhin ist es empfehlenswert, an den Seiten der Straße Streifen von einer dem Steinschlagkorn entsprechenden Tiefe aufzuhauen, damit ein seitliches Ausweichen des einzuwalzenden Schotters verhindert wird. Bei schwer bindendem Material muß auf jeden Fall die Straßenoberfläche aufgerauht werden, was mittels der Spitzhacke oder mittels besonderer, mit Zinken versehener Maschinen, den sog. »Straßeneggen«, geschieht [40]). Als geeignetste Zeit zum Einbringen neuer Deckschichten erscheint auch hier der Herbst.

---

[37]) Die Abb. 47 ist L. v. WILLMANN, »Straßenbau«, Fortschr. d. Ing.-Wissensch., II. Gruppe, 4. Heft, S. 33, entnommen.

[38]) S. Ann. des ponts et chaussées 1891, II, S. 407.

[39]) Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1890, S. 29—33. und F. v. LAISSLE, Straßenbau, »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, 4. Aufl. 1907, I. Teil, Bd. IV, Kap. I, S. 182.

[40]) S. daselbst S. 348.

Als Vorzüge des Deckenbetriebes sind hervorzuheben: daß der Verkehr nur innerhalb der kurzen Zeit der Ausbesserung gestört wird, während sonst der Zustand der Straße durchgängig ein besserer ist als beim Flickbetrieb, weil die Deckschicht durch das Walzen besser abgebunden hat, also widerstandsfähiger ist und folglich auch weniger Abraum an Staub, Kot und losen Steinen zeigt; auch erhalten sich die Querprofile regelmäßiger, was für den Wasserabfluß günstiger ist.

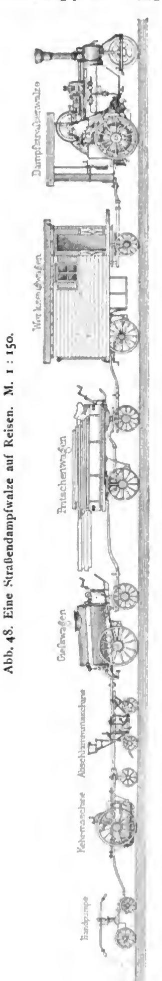


Abb. 48. Eine Straßendampfwalze auf Reisen. M. 1 : 150.

B. Städtische Straßen.

§ 12. Städtische Bebauungspläne. Beim Entwerfen städtischer Straßen handelt es sich nicht, wie bei den Landstraßen, um die Trassierungselemente einer einzelnen Straße, sondern es muß die Gesamtheit der Straßen einer bestimmten Stadt dabei Berücksichtigung finden, da jede Straße nur ein Glied des ganzen Bebauungsplanes ist und zu den anderen in letzterem bereits vorhandenen, vorgesehenen oder vorzusehenden Straßen in gewissen Beziehungen steht. Der ganze Bebauungsplan einer Stadt als solcher ist es also, der in seinen Hauptzügen zunächst festgelegt werden muß und der vom rein technischen Standpunkt die Hauptrichtungslinien, die Höhenlagen und Abmessungen der Straßen und Plätze, also das Straßennetz der Stadt, insbesondere für neu auszubauende Stadtteile, der voraussichtlichen Entwicklung und den daraus entstehenden Bedurfnissen entsprechend, innerhalb gewisser Grenzen für eine Reihe von Jahren festzustellen hat.

Durch entsprechende Anschmiegung an das Gelände, durch Vermeidung zu langer gerader Straßenlinien, durch Einfügung gebrochener und gekrümmter Straßenzüge, durch Beobachtung harmonischer Verhältnisse für die Platzanlagen und für die Straßenbreiten in bezug auf die Häuserhöhen, durch bindende Bestimmungen für die Ausführungsweise der Wohnhäuser und für die Anbringung von Vorgärten, endlich durch Festlegung geeigneter Stellen für öffentliche Gebäude, Denkmäler und Gartenanlagen müssen dabei künstlerische Anforderungen Berücksichtigung finden, und es ist eine Hauptaufgabe des Städtebaues, neben den praktischen, die gesundheitlichen und Verkehrsverhältnisse berücksichtigenden Zielen auch den künstlerischen gerecht zu werden. Auf die letzteren näher einzugehen, fehlt jedoch hier der Raum, es können daher nur die nachstehenden kurzen Hinweise erfolgen[41]), während die technischen Aufgaben in ihren wichtigsten Punkten eingehender besprochen werden sollen.

[41]) Eine umfangreiche Literaturzusammenstellung findet sich in F. v. Laissle, »Städt. Straßen«, »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, IV. Aufl. 1907, I. Teil, Bd. IV, Kap. II, S. 358.

1. Die Richtungslinien und Längen städtischer Straßen. Bei Anlage der Straßen neuer Stadtteile, sowie bei Anordnung von Durchbrüchen neuer Straßen zur Verbesserung des Straßennetzes alter Städte wird bezüglich ihrer Richtung zunächst auf die Hauptrichtung des Verkehrs, dann auf die zweckmäßige Benutzung des Geländes für Bauzwecke, auf die Eigentumsverhältnisse und auf die Anforderungen der Gesundheitspflege und der Schönheit des entstehenden Straßenbildes Rücksicht zu nehmen sein.

Als Hauptrichtungen des Verkehrs sind die meist bereits vorhandenen und nur entsprechend umzubildenden Straßenzüge vom Mittelpunkt der Stadt nach den umliegenden Ortschaften, sowie die ebenfalls meist durch die Hauptpunkte der Stadt (Bahnhöfe, Marktplätze, öffentliche Gebäude usw.) gegebenen Verbindungslinien dieser untereinander und zu den die äußeren Stadtteile umschließenden Ringstraßen anzusehen und können als solche als Hauptstraßen oder Verkehrsstraßen bezeichnet werden. Freiere Hand hat man in der Anordnung der die Aufschließung des Geländes zu Bauzwecken bewirkenden, die Hauptstraßen kreuzenden Nebenstraßen oder Wohnstraßen, wenn auch eine gewisse Beeinflussung ihrer Richtung durch die Hauptstraßenrichtung stattfindet, weil aus Zweckmäßigkeitsgründen für die Baublöcke keine zu große Abweichung von der rechtwinkligen Gestalt anzustreben ist.

Die Eigentumsverhältnisse, sowie vorhandene Feld- oder Landwege üben in der Regel insofern einen gewissen Einfluß auf die Anordnung der Straßenrichtungen aus, als ein Stadterweiterungsplan stets eine Verschiebung der Wertverhältnisse und namentlich ein ungemein rasches Steigen des zu Bauzwecken benutzbaren Bodens in seinem Werte zur Folge hat. Selbst wenn eine Stadtverwaltung sich zu günstiger Zeit entsprechendes Gelände gesichert hat, wird sie doch, wenn möglich, vorhandene Wege benutzen, um so wenig wie möglich neues Gelände für die Straße verwenden zu müssen. Ebenso ist es meist vorteilhafter, eine Straße an einer Landparzelle entlang zu führen, als diese zu durchschneiden, weil das Abschneiden eines parallelen Streifens die Parzelle als Baugelände weniger entwertet, wie eine Durchschneidung; jedenfalls aber werden Zusammenlegungen und Zukauf dabei vermieden.

Aus gesundheitlichen Rücksichten ist für beide Straßenarten die unmittelbare Richtung von Nord nach Süd, bzw. von Ost nach West zu vermeiden, weil die Belichtung der Gebäude durch die Sonnenstrahlen bei einer Straßenrichtung von Nord-Ost nach Süd-West, bzw. von Nord-West nach Süd-Ost eine gleichmäßigere und günstigere ist. Wo dies durch die Talrichtung, durch Eigentumsgrenzen und sonstige örtliche Verhältnisse nicht möglich ist, wäre eine offene Bebauung mit freistehenden Häusern vorzuschreiben, da bei einem genügenden Abstand (von 8 bis 10 m) der Häuser voneinander eine Grundrißausbildung mit unmittelbar von der Sonne belichteten Wohnräumen in jedem Fall möglich ist. Auch auf die vorherrschende Windrichtung ist Rücksicht zu nehmen, da der Wind sich durch Staubaufwirbelung und sonstige Belästigung des Verkehrs unangenehm bemerkbar macht, wenn er ungebrochen in gerader Richtung in die Straße hineinblasen kann.

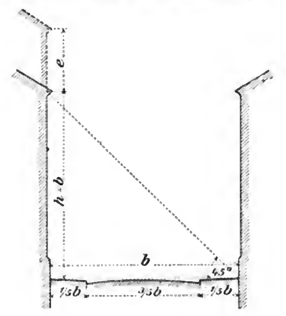
Aus Schönheitsrücksichten wird man sehr lange, geradlinige Straßen vermeiden, wenn das Gelände ganz eben ist, oder wenn die gerade Straße den Rücken einer Anhöhe zu überschreiten hat, weil im ersten Fall das Straßenbild ein zu gleichförmiges und daher langweiliges, im zweiten Fall sogar ein unschönes wird, da die Straße zunächst auf der Höhe zu endigen scheint, beim Weiterschreiten aber allmählich die Dächer und dann nach und nach nur Teile der auf der Rückseite der Anhöhe an der Straße stehenden Häuser sichtbar werden, also jeder Überblick bis zur Ersteigung der Anhöhe fehlt. Im ersteren Fall kann durch Brechen oder Krümmen der Straßen, auch wohl durch Anlage von Plätzen oder durch Anwendung verschiedener Straßenbreiten Abwechslung

in das sonst einförmige Straßenbild hineingebracht werden. Im zweiten Fall kann Abhilfe durch eine seitliche Verschiebung der Straßenfortsetzung auf der Anhöhe geschaffen werden. Dagegen wird eine Straße, die ein Tal durchkreuzt, bei welcher man also von beiden Enden erst hinab und dann hinaufsteigt, unbedenklich eine größere Länge erhalten können, weil stets der jenseits des Tales aufsteigende Teil der Straße gut zu übersehen ist und bei entsprechender Bebauung ein anmutiges Bild ergibt.

2. Die Straßenbreiten und Häuserhöhen. Bei städtischen Straßen sind die Straßenbreiten nicht, wie bei Landstraßen, nur vom Verkehr, sondern auch von den Höhen der sie begrenzenden Gebäude abhängig, da diese bei geschlossener Bauweise genügend Luft und Licht erhalten müssen.

Wird die Straßenbreite der Gebäudehöhe bis zur Traufkante gleich gemacht (s. Abb. 49), so erhält man bei zweistöckigen Häusern eine Straßenbreite von etwa 8,5 m, die mit 5,8 m als geringster Fahrbahnbreite und zwei je 1,35 m breiten Fußwegen als Mindestmaß für die Breite einer städtischen Straße bezeichnet werden kann und allenfalls für Bau- oder Wohnstraßen mit geringem Verkehr genügen dürfte.

Abb. 49. Querprofil einer städtischen Straße.



In größeren Städten mit 4- und 5-stöckigen Gebäuden hat man allerdings, namentlich für die älteren Stadtteile, vielfach gestattet, die Häuser um eine gewisse Größe e (s. Abb. 49) höher als die Straßenbreite zu machen. So kann z. B. in Hamburg $e = 8$ m, in Stuttgart für die innere Stadt $e = 4$ m angenommen werden. Für neuere Stadtteile sollte aber die Straßenbreite mindestens der Höhe der Gebäude gleich gesetzt werden. Die Höhe der Gebäude wird übrigens in neuerer Zeit vielfach von ihrer Lage abhängig gemacht, so daß Bauzonen abgegrenzt werden, in denen verschiedene »größte« Gebäudehöhen vorgeschrieben sind, die nicht überschritten werden dürfen, und von denen dann die Straßenbreiten abhängen.

Für die Fußwegbreite wird bei der gewöhnlichen, in Abb. 49 dargestellten Querschnittanordnung städtischer Straßen in der Regel für beide Fußwege eine gleich Breite von je $\frac{1}{3}$ Fahrbahnbreite oder je $\frac{1}{5}$ Gesamtbreite angenommen. Jedoch kann namentlich bei sehr schmalen Straßen hiervon abgewichen werden, und man findet besonders in alten Stadtteilen vielfach geringere und bei unregelmäßigen Häuserfluchten auch wechselnde Fußwegbreiten, die durch das Vor- bzw. Zurückspringen der Häuser veranlaßt werden.

Im allgemeinen wird den Verkehrsstraßen eine größere Breite als den Bau- oder Wohnstraßen zu geben sein, so daß in den meisten Städten sich baupolizeiliche Vorschriften für die Straßenbreiten ausgebildet haben, die, ohne Gestattung von Zwischenmaßen gewisse Breitenabstufungen festsetzen, welche der gleichzeitigen Bewegung einer bestimmten Anzahl von Fuhrwerken entsprechen.

Nimmt man für einen Wagen als Durchschnittsbreite 2,4 m und den Spielraum zwischen den Wagen zu je 0,4 m an, so erhält man folgende Breiten[42]:

---

[42] S. F. v. Laissle »Städtische Straßen«, »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, 4. Aufl. 1907, I. Teil, Bd. IV, Kap. I, S. 226.

	Fahrbahnbreite	Fußwege	Gesamtbreite
für 2 Fuhrwerke	5,8 m	4,2 m	10,0 m
für 3 Fuhrwerke	8,6 m	5,9 m	14,5 m
für 4 Fuhrwerke	11,4 m	7,6 m	19,0 m
für 5 Fuhrwerke	14,2 m	9,3 m	23,5 m.

Damit ergibt sich als empfehlenswerte Breite:

für Verkehrsstraßen . . . . . . 20 bis 25 m,
für Bau- oder Wohnstraßen . . 10 bis 15 m.

In neuerer Zeit sind ferner die für den Stadtverkehr so wichtigen Straßenbahnen oder Trambahnen zu berücksichtigen, die einspurig als geringste Fahrbahnbreite der Straße 7,5 m, zweispurig eine solche von 10 m erfordern, so daß man unter Annahme einer Fußwegbreite von je $\frac{1}{3}$ der Fahrbahn zu kleinsten Gesamtstraßenbreiten von 12,5 m bzw. 16,7 m kommt, in denen Straßenbahnen und entsprechend breite Fußwege möglich sind[43]).

Außer den Verkehrs- und Wohnstraßen, die durch Vorgärten noch entsprechend verbreitert werden können (s. unter 5, S. 126), finden sich in den neueren Stadterweiterungen Straßen, die, besonders breit angelegt, neben gewöhnlichen Fahrbahnen und Fußwegen noch mit Bäumen besetzte Spazierwege und Reitwege aufweisen. Wenn auch in ihrer Anlage und Unterhaltung kostspielig und nicht unbedingt notwendig, tragen solche als Ringstraßen, Prachtstraßen und Boulevards bezeichnete Straßen viel zur Annehmlichkeit und Schönheit einer Stadt bei, sind in gesundheitlicher Beziehung von großem Wert und sollten deshalb in keiner größeren Stadt fehlen. Ihre Breitenabmessungen und Querschnittanordnungen sind sehr verschieden; als breiteste Anlage ist der Boulevard von Waterloo in Brüssel mit 83 m Gesamtbreite bekannt. Die Straße »Unter den Linden« in Berlin hat 64,2 m, die Avenue des arts in Antwerpen 60 m, die Ringstraße in Wien 57 m Gesamtbreite, während die Boulevards in Paris eine Breite von 30 m bis 40 m zeigen.

3. **Die Steigungen städtischer Straßen** sollten im allgemeinen, schon wegen der besseren Beschaffenheit der Fahrbahnoberfläche und des lebhafteren Verkehrs, geringer angenommen werden, als bei Landstraßen. In älteren im oder am Gebirge liegenden Städten findet man allerdings Steigungen bis zu 10 und 12‰, die noch befahren werden. Bei Neuanlagen sollte jedoch berücksichtigt werden, daß die Anwendung besserer, geräuschloser Pflasterungen, die nur in geringen Steigungen angeordnet werden können (s. § 15) nicht für alle Zeit unmöglich gemacht werde, und selbst bei Straßen, in denen auch für die Zukunft nur Steinschlagbahnen oder Steinpflasterungen anwendbar erscheinen, sollte nicht über 3 bis 4‰ Steigung hinausgegangen werden.

Zwar können in gebirgigem Gelände »Baustraßen« auch steil, bloß für Fußgänger als sog. Staffelstraßen« angelegt und mit Treppen versehen werden, wenn nur die Möglichkeit vorliegt, das betreffende Bauviertel auf Umwegen mit einer für Fuhrwerke bequemen Steigung zu erreichen. Die Umgehung starker Steigungen durch Ausführung tiefer Einschnitte herbeizuführen, eignet sich für städtische Straßen nur selten, da dann auch die Bauviertel abgetragen werden müßten, was eine wesentliche Verteuerung der Bauplätze herbeiführen würde. Es ist also hier eine noch größere Anschmiegung an das Gelände geboten, als bei den Landstraßen. Geringe Anschüttungen dagegen können bis zu Höhen von 2 bis 3 m wohl in Frage kommen, da dann die Ausschachtungsarbeiten für die Keller und Fundamente der zu errichtenden Gebäude geringer ausfallen, also wirtschaftlich ein Vorteil geboten wird.

[43]) Über die Unterbringung von Straßen- und Hochbahnen, sowie über die Ausbildung der Schienengleise siehe F. v. LAISSLE, Städt. Straßen, »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, 4. Aufl. 1907, I. Teil, Bd. IV, Kap. I, S. 299.

Den Pflastergattungen nach ist bezüglich der Steigung für städtische Straßen zu empfehlen:

bei Steinschlagbahnen nicht über . . . . . . 4,0 %
bei Steinpflaster nicht über . . . . 3,0 »
bei Klinkerpflaster nicht über . . . . 2,0 »
bei Holzpflaster nicht über . . . . 2,0 »
bei Asphaltpflaster nicht über . . . . 1,5 »

hinauszugehen.

4. Straßeneinmündungen, Straßenkreuzungen und öffentliche Plätze. Wo zwei Straßen zusammenstoßen, bildet sich entweder eine Einmündung, wenn die eine Straße aufhört, oder eine Kreuzung, wenn beide Straßen sich fortsetzen. Einmündungs- sowie Kreuzungsstellen sucht man möglichst wagerecht oder mit nur ganz geringem einseitigen Gefälle anzuordnen, da sich sonst erhebliche Schwierigkeiten in der Ausgleichung der Fahrbahnfläche und der Fußwegkanten ergeben[44].

Geschieht die Einmündung oder Kreuzung unter spitzem Winkel, so ist es gut, die spitze Ecke des Gebäudes abzuschrägen (s. Abb. 50) und die Fußwegbegrenzung abzurunden. Bei rechtwinkligen, bzw. stumpfen Ecken genügt das letztere (s. Abb. 51). Damit bilden die Einmündungen und Kreuzungen den Übergang zu den Verkehrsplätzen, indem durch die Abrundung der Fußwegkante bereits eine Verbreiterung der Straßenfläche zugunsten des Fahrverkehrs erfolgt ist, die um so nötiger erscheint, je mehr Straßen an einem Punkte zusammentreffen.

Abb. 50. Eckabschrägung.

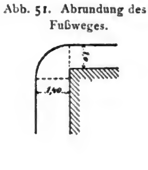


Abb. 51. Abrundung des Fußweges.

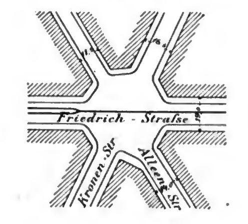


Abb. 52. Verkehrsplatz in Stuttgart. M. 1 : 2500.

Wenn auch solche durch Abschrägung der Straßenecken entstehende Verkehrsplätze (siehe Abb. 52) dem Fahrverkehr entgegenzukommen scheinen, so ist es doch bei gleichzeitig von allen Seiten stattfindendem lebhaften Verkehr unvermeidlich, daß Verkehrsstockungen entstehen. Für den Fußgänger sind aber derartige Plätze nicht nur unangenehm, sondern auch gefährlich, und selbst die Anbringung sogenannter »Schutzinseln« vermögen ihm nicht die erwünschte Sicherheit zu geben. Meist sind solche Plätze auch vom künstlerischen Standpunkt unschön und langweilig.

Besser ist es, die Plätze in einem solchen Fall als Straßenerweiterungen unter Ausschließung des Verkehrs für den mittleren Teil anzuordnen (s. Abb. 53 und 54, S. 126), wobei der Verkehr sich bei vorgeschriebenem »rechts«- oder »links«-Fahren besser regeln läßt. Außer solchen durch gewisse Verkehrsknotenpunkte sich ergebenden »Verkehrsplätzen« sind in einem städtischen Bebauungsplan, möglichst gleichmäßig verteilt, Platzanlagen vorzusehen, die, entweder vor öffentlichen Gebäuden liegend, diese in ihrer

[44]) S. F. v. Laissle, »Städtische Straßen«. »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, 4. Aufl. 1907, I. Teil, Bd. IV, Kap. II, S. 223 u. 242.

architektonischen Wirkung besser hervortreten lassen, Raum zur Aufstellung von Denkmälern und Brunnen bieten, oder öffentlichen Zwecken als Markt-, Spiel- und Erholungsplätze dienen. In letzterem Fall können sie mit Baumpflanzungen und Gartenanlagen versehen oder mit Parkanlagen verbunden werden[45].

Abb. 53. Straßenerweiterung.

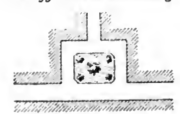
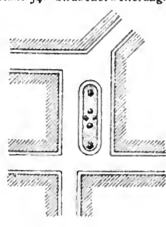


Abb. 54. Straßenerweiterung.



Alle Plätze müssen möglichst eben angelegt werden. Wenn sie eine Neigung erhalten sollen, kann das nur in einer von dem den Platz beherrschenden Gebäude abwärts gehenden Richtung erfolgen.

5. Anpflanzungen und Vorgärten städtischer Straßen. Außer den soeben berührten Anpflanzungen auf den öffentlichen Plätzen können Baumpflanzungen auch in den Straßen selbst stattfinden. Sie bilden, wenn sie gut gedeihen und sorgfältig unterhalten werden, stets einen freundlichen Schmuck der Straßen und bieten den Anwohnern und Fußgängern während der heißen Jahreszeit manche Annehmlichkeit, erfordern aber Straßenbreiten von mindestens 25 bis 30 m und bedingen Straßenrichtungen, die nicht unmittelbar von Ost nach West führen, da sonst die auf der Schattenseite stehenden Bäume nicht gut fortkommen. Immerhin kann auch in solchen Straßen eine einseitige Bepflanzung, und zwar auf der Nordseite der Straße in Frage kommen.

Als Abstand der Bäume voneinander können 7 bis 8 m, als Mindestabstand von den Häusern 5 bis 6 m angenommen werden. Am besten gedeihen die Bäume in Mittelstücken der Straßen, wie sie in Prachtstraßen als Gartenanlagen oder Spazierwege angeordnet werden. Auch ist es gut, die Bäume in Rasenstreifen von mindestens 1,5 m Breite zu setzen.

In der Straße selbst, im Pflaster oder in den Fußwegen angebrachte Bäume bedürfen der Schutzgitter gegen zufällige Beschädigungen und sog. »Baumscheiben«, d. h. von jeder Pflasterung um den Baumstamm herum frei bleibende, mit guter Erde ausgefüllte Löcher von mindestens 1 m Durchmesser, durch welche den Wurzeln Wasser zugeführt werden kann, und die von Zeit zu Zeit aufzulockern sind. Auch ist darauf zu achten, daß die Bäume den Gasleitungen nicht zu nahe kommen, da bei etwaigen Undichtigkeiten der. Gasleitung durch ausströmendes Gas der Baumwuchs vernichtet werden kann.

Vorgärten (s. Abb. 62 und 63) vor den Häusern kommen nur in äußeren Stadtteilen zur Anwendung und können in Breiten von 3 bis 15 m angelegt werden. Unter 5,5 m Breite hören zwar die eigentlichen Vorteile eines Gartens auf, immerhin bieten aber auch schmale Vorgärten den Vorzug, daß die Häuser von der Straße durch Büsche und Anpflanzungen getrennt sind, also weniger unter dem Lärm und Staub zu leiden haben, und daß sie bei etwaiger bedeutender Verkehrsvermehrung zur Verbreiterung der Straße herangezogen werden können.

6. Straßennetze und Blocktiefen. Die Gesamtheit der Straßen einer Stadt bildet ihr Straßennetz, welches auch die zwischen den Straßenzügen liegenden Baublöcke feststellt.

a) Die Länge und Breite der Baublöcke, und damit auch die Entfernungen der in gleicher Richtung hinziehenden Straßen voneinander, hängen von der Art der Bebauung ab, für welche die Ortsbauvorschriften der einzelnen Städte maßgebend sind.

[45] Bezüglich entsprechender Beispiele muß hier auf den in Fußnote 44 angeführten I. Teil, 4. Aufl. 1907, Bd. IV des »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, Kap. II, S. 233 ff. und die dort angeführte und im Literaturverzeichnis zusammengestellte Literatur verwiesen werden.

In der Regel wird für die innere Stadt die »geschlossene Bauweise« vorgeschrieben, bei welcher die Häuser ohne Abstände, dicht aneinandergerückt, nur durch »Brandmauern« geschieden werden, während in den äußeren Gebieten die »offene Bauweise« vorherrscht, bei welcher die Häuser, meist von Gärten umgeben, in Abständen von 5 bis 10 m voneinander entfernt vollständig frei stehen.

α) *Bei der geschlossenen Bauweise* wird durch Festsetzung der Abstände etwaiger Hintergebäude von den Vordergebäuden, sowie durch Vorschriften über die Größe der unbebaut zu lassenden Grundflächen dafür gesorgt, daß die Wohnräume genügend Luft und Licht erhalten. Bei einfachen Wohngebäuden ohne Hintergebäude genügt dabei eine Bautiefe von 20 bis 30 m, so daß also als Mindestmaß für die Tiefe beidseitig bebauter Baublöcke das Doppelte, d. h. 40 bis 60 m, sich ergibt. Für Gewerbebetrieb und Fabrikviertel, in denen Hintergebäude nicht entbehrt werden können, ist eine größere Blocktiefe von etwa 80 m, unter Umständen sogar bis zu 200 m vorzusehen. Größere Blocktiefen können für einfache Wohngebäude bei geschlossener Bauweise auch in der Art ausgenutzt werden, daß man in das Innere des Blocks öffentliche Spielplätze oder Gärten verlegt, die nicht allein den umliegenden Wohnhäusern, sondern der gesamten Einwohnerschaft zum Vorteil gereichen.

Die Länge der Baublöcke ist nicht zu gering anzunehmen, da sonst mehr Eckhäuser entstehen, die bezüglich des Hof- oder Gartenraumes immer spärlicher bedacht sind, als die in der Straßenflucht liegenden Grundstücke, und deren Anzahl daher möglichst einzuschränken ist. Im Innern der Stadt sind die Baublöcke vielfach quadratisch angeordnet worden; besser ist es, unter Voraussetzung der oben besprochenen Blocktiefen, Blocklängen von 150 bis 250 m anzunehmen.

β) *Bei der offenen Bauweise* können, wenn Hintergebäude ausgeschlossen sind, die Blocktiefen größer angenommen werden, so daß, einschließlich der Breite des Wohngebäudes und eines etwaigen Vorgartens, Bauplätze von 40 bis 60 m Tiefe und, wenn die Gärten in der Mitte des Blocks zusammenstoßen, Blocktiefen von 80 bis 120 m entstehen. Auch die Blocklängen können entsprechend größer gewählt werden, da der geringere Verkehr der Außenstadt nicht so viele Querstraßen erfordert.

b) Die Ausbildung des Straßennetzes kann sich je nach den örtlichen Verhältnissen und nach den Gesichtspunkten, die beim Entwerfen maßgebend sind, in verschiedener Weise gestalten. Man unterscheidet: das Rechteck-, das Diagonal-, das Radial- und das Dreiecksystem.

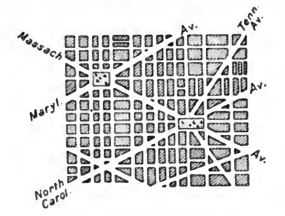
α) *Das Rechtecksystem* zeigt lauter sich rechtwinklig schneidende Straßen (s. Abb. 55), so daß die Baublöcke entweder Recktecke oder schachbrettartig aneinandergereihte Quadrate darstellen. Abgesehen von der langweiligen Gleichförmigkeit, die auch das Zurechtfinden erschwert, entspricht eine derartige Straßenanordnung auch nicht dem Verkehrsbedürfnis, da die Umwege zwischen zwei Orten, die in der Diagonale der Bauquartiere liegen, ziemlich bedeutend werden können. Deshalb erscheint das Rechtecksystem nur da verwendbar, wo durch die Lage eines Ortes in einem lang sich hinziehenden Talgrunde nur eine mit der Talrichtung zusammenfallende Hauptverkehrsrichtung vorhanden ist, oder wo, außerhalb des Verkehrs, abgesonderte Baublöcke ausschließlich als stille Wohnviertel bestehen sollen.

Abb. 55. Rechteckiges Straßennetz aus Turin.

β) *Das Diagonalsystem* bezweckt, bei Vorhandensein großer viereckiger Baublöcke kürzere Verbindungslinien durch schräge Durchschneidung herzustellen, und kann, mit

dem Rechtecksystem verbunden, dessen Nachteile mildern. Das Straßennetz Washingtons zeigt diese Bebauungsweise in ausgeprägter Form (s. Abb. 56). Für den Verkehr ergeben sich durch die Verbindung rechtwinklig und schräg sich durchkreuzender Straßen sehr gute Verbindungslinien. Zwar entstehen viele kleine Dreiecke, die jedoch, wenn sie für die Bebauung zu klein werden, zur Bildung entsprechender Plätze Veranlassung geben.

Abb. 56. Diagonalstraßen in Washington.

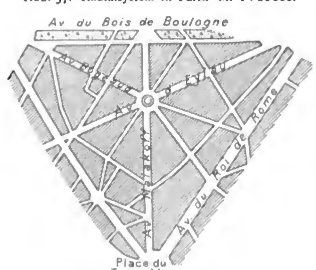


γ) *Das Radialsystem* hat sich bei den meisten Städten, die von jeher einen regen Außenverkehr besaßen, für ihren ältesten Teil als die naturgemäße Straßenanordnung von selbst ausgebildet, indem eine kürzeste Verbindung des Mittelpunktes oder Marktplatzes der Stadt mit den umliegenden Ortschaften notwendig war, wodurch sich strahlenförmig nach den Hauptverkehrsrichtungen hinziehende Straßen ergaben, die durch Ringstraßen in Verbindung miteinander gebracht wurden. Der Ausbau der Baublöcke wird bei einem solchen Straßennetz dadurch erleichtert, daß die Ringstraßen sich mit den Radialstraßen angenähert unter einem rechten Winkel schneiden, besonders wenn erstere gekrümmt oder gebrochen angelegt werden.

Bei neuen Stadterweiterungen wird dieses System als das für den Verkehr geeignetste vielfach in der Weise zur Anwendung gebracht, daß man von gewissen neu zu schaffenden Verkehrsmittelpunkten aus, strahlenförmig Straßen ausgehen läßt, die als Hauptstraßen dienen und dadurch gewissermaßen den neuen Stadtteil aufschließen. In Paris ist fast ausschließlich diese Straßenanordnung, die durch Abb. 57 veranschaulicht wird, zur Durchführung gebracht worden. Künstlich ist das Radialsystem in Fächerform bei der Straßenanordnung in Karlsruhe zur Anwendung gekommen, wo alle Straßen strahlenförmig vom Residenzschloß ausgehen.

δ) *Das Dreiecksystem* kann als eine Folge des mit geradlinigen Straßen ausgeführten Radialsystems angesehen werden, da, wie Abb. 57 zeigt, dabei fast nur dreieckige Baublockformen entstehen. Selbständig kann das Dreiecksystem zur Ausbildung kommen, wenn zunächst die Hauptverkehrsmittelpunkte einer neuen Stadtanlage durch gerade Hauptstraßen miteinander verbunden werden, wobei sich in der Regel Dreiecke oder Vierecke ergeben, die durch Baustraßen entsprechend zu teilen sind, wie die Abb. 58, die ebenfalls dem Pariser Straßennetz entnommen ist, dies veranschaulicht. Spitze Winkel an den Straßenecken sind dabei nicht zu vermeiden, so daß die Bebauung mehr Schwierigkeiten verursacht, als beim Rechtecksystem.

Abb. 57. Radialsystem in Paris. M. 1 : 20000.



c) Die Verwendung der verschiedenen Bebauungsweisen. Wie die kurze Darlegung der verschiedenen Bebauungsweisen schon erkennen läßt, wäre es falsch,

ausschließlich eine derselben allein anzuwenden. Außerdem ist die Geländegestaltung und die Art des neuen Stadtviertels (s. S. 127) zu berücksichtigen.

Im allgemeinen erscheint es am empfehlenswertesten, für Stadterweiterungen das Diagonalsystem mit dem Rechtecksystem zu verbinden, wie dies bei der Stadterweiterung

Abb. 58. Die Dreieckbebauung in Paris. M. 1 : 20000.

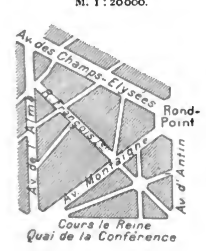
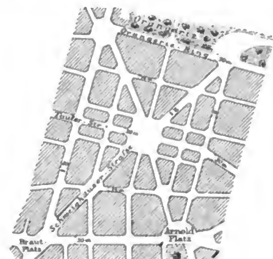


Abb. 59. Aus dem Bebauungsplan von Straßburg. M. 1 : 16000.



von Straßburg (s. Abb. 59)[46] erfolgt ist. Unter Umständen kann auch das Radialsystem befolgt werden, wenn die Bildung spitzer Winkel möglichst eingeschränkt wird. Im übrigen wird man beim Entwerfen eines Stadtplanes zunächst die durch den Verkehr erforderlichen Straßenrichtungen festlegen und die Unterteilungen erst dann endgültig bestimmen, wenn die Verhältnisse sich geklärt haben und die Baulust anfängt sich zu regen. Dann sollte aber auch eine durch das Zeitbedürfnis notwendig werdende Straße vollständig hergestellt und mit den erforderlichen Fußwegen, Abzugskanälen, Wasser-, Gas- und elektrischen Leitungen versehen werden.

Abb. 60. Querschnitt mit kreisförmiger Straßenwölbung und tangentialer seitlicher Fortführung.



§ 13. Die Querschnitte (Querprofile) und die Entwässerung städtischer Straßen. Während das Quergefälle bei Landstraßen durch ein dachförmiges, in der Mitte abgerundetes Profil herbeigeführt wird (s. § 4, S. 87), erhalten die städtischen Straßen meist eine kreisförmige Begrenzungslinie (s. Abb. 60) des Querschnitts. Der S. 87 erwähnte Nachteil, daß die Straßenseiten durch diese Kreisform eine stärkere und nach der Gosse stets zunehmende Neigung erhalten, kommt hier nicht in dem Maß in Betracht, weil die Überhöhung h (s. Abb. 60) wegen der besseren Beschaffenheit der Straßenbefestigung bei städtischen Straßen nur gering zu sein braucht, so daß:

$$\text{für Steinschlagbahnen } \frac{h}{b} = \frac{1}{40} \text{ bis } \frac{1}{50},$$

[46]) Die Abb. 59—68, 71, 73, 76, 77, 81—83, 85—87, 90—97 und 100—114 sind dem »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, 4. Aufl. 1907, I. Teil, Bd. IV, Kap. II, bearbeitet von Baudirektor Prof. F. v. Laissle, entnommen.

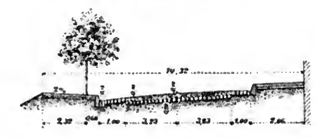
für Steinpflaster $\frac{h}{b} = \frac{1}{50}$ bis $\frac{1}{80}$,

für Holzpflaster $\frac{h}{b} = \frac{1}{80}$ bis $\frac{1}{100}$;

für Asphaltstraßen $\frac{h}{b} = \frac{1}{100}$ bis $\frac{1}{150}$

angenommen werden kann. Die Kreisform hat hier außerdem den Vorteil, daß die Straße sich länger in gutem Zustand erhält, weil in Städten der Hauptverkehr nicht, wie bei Landstraßen, in der Mitte der Straße, sondern auf den Seiten stattfindet. Wäre diese nicht gewölbt, sondern nur eine geneigte Ebene, so würden sich durch die Abnutzung leicht Mulden einfahren, durch welche eine stetige Verschlechterung der Straße stattfände. An den Gossen kann, wie Abb. 60 zeigt, ein kurzer geradliniger, tangentialer Abschluß erfolgen.

Abb. 61. Unsymmetrisches Profil der Marienstraße in Stuttgart. M. 1 : 250.



Die Fußwege werden bei städtischen Straßen stets erhöht, mit einem Quergefälle von 1,5 bis 3 % nach der Fahrbahn zu angelegt und in der Regel durch Randsteine begrenzt (s. Abb. 61 bis 67). Dadurch ergibt sich das in Abb. 49, S. 123 wiedergegebene, gewöhnlich zur Anwendung kommende symmetrische Straßenprofil für städtische Straßen. Jedoch kommen auch Straßen mit

Abb. 62. Straße mit Vorgärten und beidseitigem Baumsatz. M. 1 : 200.

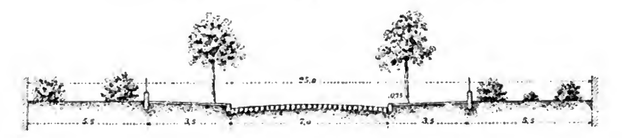


Abb. 63. Straße mit Vorgärten und einseitigem Baumsatz. M. 1 : 200.

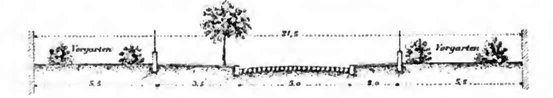
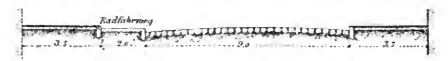


Abb. 64. Straße mit Radfahrweg neben dem Fußwege. M. 1 : 200.



verschieden breiten und ungleich hohen Fußwegen vor (s. Abb. 61, 63 und 64), letztere namentlich in bergigem Gelände, wo außerdem die Straßen auch ohne Wölbung mit Gefälle nach einer Seite angelegt werden können.

Baumpfanzungen und Vorgärten verändern insofern den Straßenquerschnitt, als sie breitere Straßen erfordern, wie dies die Abb. 62 und 63 veranschaulichen, ebenso die Anbringung von Radfahrwegen (s. Abb. 64 und 65) und die Anlage von Prachtstraßen (s. Abb. 66 und 67).

Die Entwässerung der Straßen erfolgt durch die Gossen oder Straßenrinnen, die in der Regel dasselbe Gefälle wie die Straße besitzen und in entsprechenden Abständen durch Sinkkasten und Röhrenleitung mit dem unter der Straßenoberfläche befindlichen Straßenkanal verbunden sind (Abb. 69 u. 70, S. 132). Wo die Straße kein Gefälle besitzt oder nur ein sehr geringes von $\frac{1}{2}$ ‰, muß das Gefälle der Gosse vermehrt werden. Dies geschieht dadurch, daß man den im Durchschnitt 15 cm betragenden Abstand der Randsteinkante von der Gossensohle nach Abb. 68 veränderlich macht und je an den tiefsten Stellen Sinkkasten anbringt. Dabei darf die Randsteinhöhe sich aber höchstens innerhalb der Grenzen von 5 bis 20 cm verändern, da sonst einerseits der Schutz gegen das Auffahren der Fuhrwerke verloren geht, andererseits das Hinunter- und Hinaufsteigen erschwert wird.

Abb. 65. Vorstadtstraße mit Radfahrweg. M. 1 : 200.

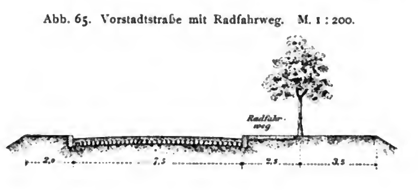


Abb. 66. Prachtstraße mit mittlerer Baumpflanzung. M. 1 : 200.

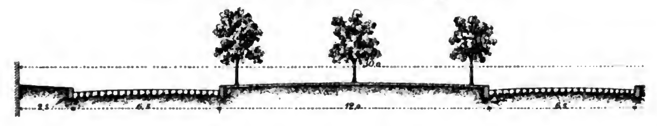


Abb. 67. Avenue de l'Alma in Paris. M. 1 : 250.

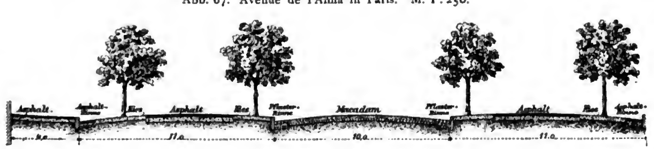


Abb. 68. Gossenlängenprofil bei geringem Straßengefälle. M. 1 : 200.



§ 14. Die Unterbringung der Abwässerkanäle, der Wasser-, Gas- und Kabelleitungen.

§ 14. Die Unterbringung der Abwässerkanäle, der Wasser-, Gas- und Kabelleitungen. Die teils gesundheitlichen Zwecken, wie die Kanalisation und Wasserversorgung, teils zur Bequemlichkeit und Sicherheit der Bewohner, wie Gas-, Kabel-, Druckluft-, Heißwasserleitungen usw., dienenden »Wohlfahrtseinrichtungen«,

die nach und nach im Straßenkörper städtischer Straßen untergebracht werden mußten, haben den Tiefbauämtern größerer Städte schwierige Aufgaben gestellt, die insofern mit der Pflasterfrage innig verbunden waren, als bei jeder notwendig werdenden Legung neuer Leitungen und bei jeder Veränderung, bzw. Ausbesserung vorhandener Leitungen die Pflasterdecke aufgerissen werden mußte, wobei erhebliche Störungen des Verkehrs entstanden und, nach Verlegung bzw. Ausbesserung der betreffenden Leitung, sich in dem wieder hergestellten Pflaster Senkungen bildeten, die zu neuen Leitungsbrüchen Veranlassung gaben. Auch waren dabei stets bestehende Leitungen zu berücksichtigen, und namentlich, wo verschiedenen Gesellschaften die Erlaubnis zum Legen von Leitungen erteilt worden war, wie in London, New York und Paris, kam es nicht selten vor, daß die verschiedenen Leitungen planlos in wirrem Durcheinander unter der Straße untergebracht wurden, so daß nicht allein beim Verlegen Beschädigungen anderer Leitungen vorkamen und elektrolytische Einflüsse durch die elektrischen Kabel sich geltend machten, sondern daß es auch schwer fiel, eine bestimmte Leitung herauszufinden.

Hieraus wird ersichtlich, daß es von größter Wichtigkeit ist, beim Entwerfen neuer Stadtteile und Straßen den erforderlich werdenden Leitungen von vornherein eine bestimmte, zweckmäßige und möglichst leicht zugängliche Lage anzuweisen.

1. **Die Straßenkanäle,** bezüglich deren Ausführung auf Kap. VIII, Band II dieses Lehrbuches verwiesen werden muß, werden im Straßenkörper in Tiefen von etwa 3 m eingebettet, damit auch die Kellersohle der Gebäude entwässert werden kann. In schmalen Straßen verlegt man sie in die Straßenmitte (s. Abb. 69), in 20 bis 25 m breiten Straßen

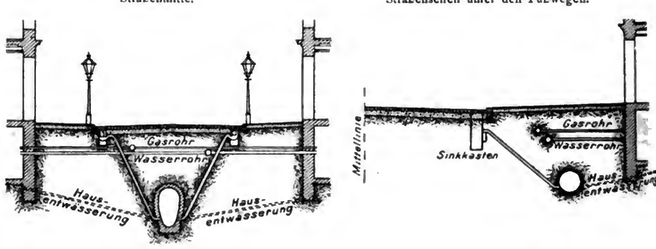


Abb. 69. Unterbringung des Straßenkanals in der Straßenmitte.

Abb. 70. Unterbringung des Straßenkanals auf beiden Straßenseiten unter den Fußwegen.

dagegen an beiden Straßenseiten neben oder unter die Fußwege (s. Abb. 70). In letzterem Fall braucht bei Anschlüssen für neue Gebäude nicht immer das Straßenpflaster bis zur Mitte der Straße aufgerissen zu werden.

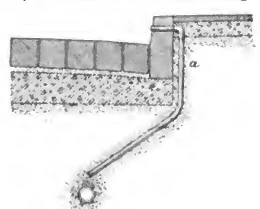
2. **Die Wasser-, Gas- und Kabelleitungen** verlegt man, ihrer leichteren Zugänglichkeit wegen, in größeren Städten ebenfalls vielfach auf beiden Seiten der Straße unter den Fußwegen (s. Abb. 70). In schmalen Straßen und namentlich bei schmalen Fußwegen werden sie unter der Fahrbahn angebracht (s. Abb. 69). Dabei ist zu beachten, daß die Wasserleitungsröhren unter die Frostgrenze, also etwa in 1,5 m Tiefe, verlegt werden müssen. Bei Gas- und Kabelleitungen braucht man diese Rücksicht nicht zu nehmen, jedoch müssen sie tief genug liegen, um nicht durch Pflastersenkungen beschädigt zu werden.

Bei 6 m breiten Fußwegen kann, wie in Breslau[47]), ein 2 m breiter Streifen zunächst den Bordsteinen zur Aufnahme von Kabeln für hochgespannte elektrische Ströme, ein anschließender 0,8 m breiter Streifen für die Gasleitung, der folgende 1,20 m breite Streifen für die Wasserleitung und der letzte 1,5 m breite Streifen an den Häusern endlich zur Aufnahme der Entwässerungsanlage benutzt werden. Kabel für schwache elektrische Ströme (Telegraphen- und Telephonkabel) können zwischen Wasserleitung und Kanal Aufnahme finden. Die Telephonkabel legt man neuerdings in besondere Zementkanäle (s. Abb. 71), deren Abteilungen je 4 bis 5 Kabel mit je 50 Doppelleitungen aufnehmen könnten[48]).

Abb. 71. Kabelkanäle unter Fußwegen. M. 1 : 30.



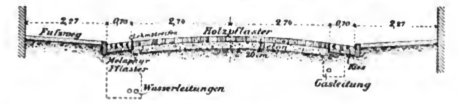
Abb. 72. Sicherheitsröhren für die Gasleitung in Mainz.



Bei Benutzung der Fußwege für die Unterbringung der Leitungen müssen sie allerdings mit einer Abdeckung versehen sein, die rasch aufgerissen, bzw. rasch wieder hergestellt werden kann (s. § 17).

Liegen Gasröhren unter einem Fahrbahngrundbau aus Beton, wie er bei Asphalt- und Holzpflaster angewendet wird (s. § 15), so kann, bei etwa eintretenden Undichtigkeiten der Gasröhren, das Gas nicht durch seinen Geruch sich bemerkbar machen, weil es durch die feste Decke der Fahrbahn zurückgehalten wird. Infolgedessen wird der Erdboden auf eine größere Ausdehnung vom Gas durchdrungen werden, bevor der Schaden überhaupt bemerkt wird, es kann das Gas sogar in die Kellerräume der benachbarten Gebäude eindringen, und es können sich Gasansammlungen bilden, die eine Explosionsgefahr herbeiführen. In Mainz wurde daher in solchen Straßen nach Abb. 72

Abb. 73. Straßenquerschnitt aus Stuttgart. M. 1 : 125.



das Gasrohr alle 15 m mit einer groben Kiesschicht überschüttet, in welche die neben der Straßenrinne in die Stoßfugen der Randsteine mündenden Sicherheitsröhren *a* hineinreichen[49]).

In Stuttgart liegen in solchen Straßen die Gas- und Wasserröhren zwar auch unter

[47]) S. Zeitschr. f. Transportw. u. Straßenbau 1891, S. 30.

[48]) S. v. LAISSLE, »Städtische Straßen«, »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, 4. Aufl. 1907, I. Teil, Bd. IV, Kap. II, S. 313.

[49]) S. v. WILLMANN, Straßenbau, »Fortschr. d. Ing.-Wissensch.«, II. Gruppe, 4. Heft, S. 48.

der Fahrbahn, aber nach Abb. 73 unter einem neben dem Holzpflaster verlegten Streifen von Steinpflaster ohne Betonunterbettung, so daß die Leitungen leicht zugänglich sind und Rohrbrüche sowie Undichtigkeiten leicht bemerkt werden können.

3. **Straßentunnels (subways)**. Die im Eingang dieses Paragraphen geschilderten Schwierigkeiten für die Unterbringung und Unterhaltung der vielen Versorgungsnetze in den Straßen großer Städte führten zu dem Gedanken der Anbringung begehbarer Straßentunnels, in denen sämtliche Leitungen untergebracht und beaufsichtigt werden könnten. Solche sind beispielsweise in London, wo die Anordnung der Kohlenkeller unter den Fußwegen der Unterbringung der Versorgungsnetze unter ihnen entgegenstand, schon um das Jahr 1865 ausgeführt worden, und zeigen die Abb. 74 und 75 eine derartige Anlage. Gegen die allgemeine Anwendung solcher, einer vollständigen Unterkellerung der Straße gleichkommenden Untertunnelungen sprechen außer den großen Kosten die dadurch bewirkte unmittelbare Verbindung des Innern der Häuser einer Straße, was mit Rücksicht auf Zeiten epidemischer Krankheiten bedenklich erscheint, sowie die Explosionsgefahr, welche durch etwaiges Ausströmen von Gas entstehen kann[50].

Abb. 74 u. 75. Straßentunnel (subway) in London.
Abb. 74. Querschnitt nach *AB*.

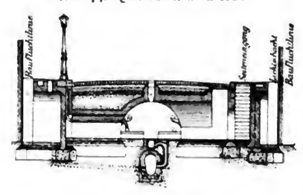
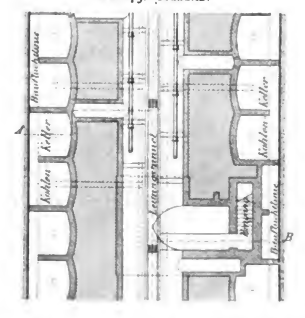


Abb. 75. Grundriß.



§ 15. Die Fahrbahnbefestigung städtischer Straßen.

Bezüglich der Herstellung von Steinschlagbahnen und Kleinpflaster, die in Straßen mit geringem Verkehr, also namentlich in »Bau-« und »Wohnstraßen«, auch in Städten vielfach Anwendung finden, kann auf den § 8, S. 102 und 110 verwiesen werden, da der Unterschied bei städtischen Steinschlagstraßen nur darin besteht, daß die Fahrbahn durch erhöhte Fußwege mit Randsteinen begrenzt, und die Straßenrinne gepflastert wird. Zu erwähnen ist hierbei, daß bei Kreuzungen und Einmündungen von Steinschlagstraßen mindestens in der Breite der Fußwege Übergänge zu pflastern sind, die den Fußgängern bei nassem Wetter das Überschreiten der Straßen erleichtern.

Die verkehrsreichen städtischen Straßen müssen dagegen durchgehende feste Abdeckungen erhalten, die außer den auch für die Landstraßen anzustrebenden allgemeinen Eigenschaften einer möglichst ebenen, nicht zu glatten Oberfläche, der Dauerhaftigkeit, Billigkeit und leicht zu erhaltenden Sauberkeit, noch die besonderen Vorzüge möglichst geringer Geräuscherzeugung, leichter Ausbesserungsfähigkeit, guter Anpassung an die Straßenbahnschienen und eines für die Gesundheit günstigen Verhaltens, je nach Lage und Bedeutung der Straße, in höherem oder geringerem Grade aufweisen müssen.

[50]) Näheres hierüber in v. Willmann, »Fortschr. d. Ing.-Wissensch.«, Gruppe II, Heft 4, S. 48, dem auch die Abb. 72, 74 und 75 entnommen sind.

Diesen Anforderungen hat man auf die verschiedenste Weise nachzukommen gesucht, und sollen im nachstehenden die grundlegenden Bestrebungen kurz wiedergegeben werden [51]).

1. **Die Pflasterungen** bestehen ganz allgemein aus der Zusammensetzung verhältnismäßig kleiner Stücke eines hinreichend widerstandsfähigen Materials zu einer zusammenhängenden, möglichst ebenen und möglichst widerstandsfähigen Decke, die durch eine entsprechende Unterlage oder »Bettung« hinreichende Unterstützung findet. Als Pflastermaterial sind Natursteine, Kunststeine, Holz und Eisen verwendet worden.

a) Die Unterbettung, von der eine gewisse Beständigkeit und Elastizität verlangt werden muß, kann entweder aus einer durchlässigen, 20 bis 25 cm starken Sand- oder Kiesschicht, für schweren Frachtverkehr auch wohl unter gleichzeitiger Anwendung einer Packlage (s. Abb. 85, S. 138), oder aus einer festen, wasserundurchlässigen Betonschicht von 15 bis 20 cm Stärke, mit einer auf ihr befindlichen dünnen Sandschicht zur Aufnahme des Pflasters, bestehen. Wenn die Betonschicht, deren Einfluß auf die Verlegung der Versorgungsnetze bereits im § 14, S. 133 erörtert wurde, auch wenig elastisch ist und daher das Fahren, namentlich bei Steinpflasterungen, hart und geräuschvoll macht, so trägt sie doch wesentlich zur Haltbarkeit eines Pflasters bei und vereinfacht die Ausbesserung, indem nur die Pflasterschicht selbst umgelegt zu werden braucht. Aus diesem Grunde wird sie namentlich bei Steinpflasterungen für Straßenstrecken mit schwerem Frachtverkehr verwendet und darf bei Klinker- und Holzpflasterungen nicht fehlen.

Bei Anwendung einer Betonschicht als Unterbettung muß aber stets dafür gesorgt werden, daß das Pflaster selbst möglichst undurchlässig wird, damit keinerlei Feuchtigkeit zwischen Pflaster und Betonlage durch die Fugen eindringen kann, von wo sie keinen anderen Ausweg als den der langsamen Verdunstung finden würde. In der nassen Jahreszeit würde dies aber gar nicht möglich sein, während in der warmen Jahreszeit die vom Straßenschmutz aufgenommenen Miasmen mit verdunsten, also gesundheitsschädlich wirken würden und in der kalten Jahreszeit ein Auffrieren und damit eine Zerstörung der ebenen Pflasterdecke eintreten könnte. Die Dichtung der Pflasterfugen erfolgt entweder durch Ausgießen mit Zementmörtel oder besser mit Asphaltpech. Die Verwendung einer Mörtelschicht unter dem Pflaster, statt einer dünnen Sandunterlage von 3 bis 5 cm, hat den Nachteil gezeigt, daß das Pflaster unelastisch und daher geräuschvoll wurde. Auch übertragen sich in diesem Fall die Erschütterungen in hohem Maß auf die Fundamente der benachbarten Gebäude, und der Mörtel in den Fugen zerbröckelt leicht, so daß die Undurchlässigkeit bald aufhört.

b) Die Plasterungen mit natürlichen Steinen können entweder als rauhes Pflaster oder als Reihenpflaster hergestellt werden.

α) *Das rauhe Pflaster*, auch »Wackenpflaster« genannt, besteht aus runden Kieseln von 6 bis 20 cm Durchmesser, wie sie in Flußgeschieben sich vorfinden, die sorgfältig ausgelesen, mit möglichst gleicher Kopfgröße in eine 15 bis 20 cm starke Sandschicht nebeneinander, ohne Verband, von Hand gesetzt, mit dem Hammer festgeschlagen und nach Vollendung einer Straßenstrecke festgerammt werden, wobei auf eine gute Ausfüllung der Fugen mit Sand zu achten ist. Nach dem erstmaligem Abrammen wird das Pflaster mit einer dünnen Lage Sand bedeckt, der mit der Gießkanne bebraust und mit dem Besen in die Fugen und Zwischenräume eingefegt wird, worauf das Pflaster nochmals zu rammen und vor der Übergabe für den Verkehr mit einer 1½ bis 2 cm starken Kies- oder Sandschicht zu bedecken ist.

[51]) Die sehr umfangreiche Literatur über diesen Gegenstand findet sich zusammengestellt in v. Laissle, Städt. Straßen, »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, 4. Aufl. 1907, I. Teil, Bd. IV, Kap. II, S. 364—378.

Ein solches Pflaster mit abgerundeten Köpfen und den verhältnismäßig großen, nur mit Sand ausgefüllten Zwischenräumen bildet keine gut zu befahrende Oberfläche, die außerdem ihrer Unebenheit wegen für den Wasserabfluß eine starke Querneigung von 1 : 30 bis 1 : 20 erhalten muß. Unter schwerem Frachtverkehr verdrehen sich, ihrer runden Flächen wegen, auch leicht die Steine und werden bald in ihrer Lagerung gelockert, so daß dieses in früherer Zeit, in Ermangelung besserer Steine, vielfach angewendete Pflaster jetzt nur noch in kleineren Städten und für wenig verkehrsreiche Straßen verwendet wird. In verschiedenen Städten Oberitaliens findet sich dieses rauhe Pflaster neben und zwischen den dort üblichen, in der Spurweite der Fuhrwerke verlegten Quaderstreifen, so daß die Räder der Fuhrwerke eine glatte Bahn finden und nur die Zugtiere genötigt sind, auf dem rauhen Pflaster zu verkehren (s. Abb. 76).

Abb. 76. Rauhes Pflaster zwischen Quaderstreifen in der Via Carlo Alberto in Mailand. M. 1 : 100.

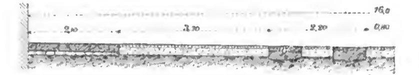
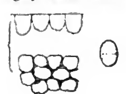


Abb. 77. Rauhes Pflaster aus gespaltenen Kieseln.



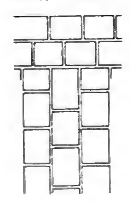
Ein für den Verkehr angenehmeres, weniger holperiges Pflaster erhält man, wenn längere Flußkiesel in der Mitte gespalten und mit der Spaltfläche nach oben in der beschriebenen Weise gepflastert werden (s. Abb. 77), wobei gleichzeitig die scharfen Kanten gebrochen und dadurch an Stelle der größeren Zwischenräume Stoßfugen, wenn auch unregelmäßig gebildete, hergestellt werden, die einer Verdrehung der Steine wenigstens bis zu einem gewissen Grad entgegenwirken.

β) *Das Reihenpflaster* zeigt gleich breite, nebeneinander im Verband liegende Steinstreifen und kann nur aus Pflastersteinen hergestellt werden, die wenigstens in der Kopffläche gleiche Abmessungen zeigen (s. Abb. 78 und 79) und dann Kopfsteine genannt werden, oder als vollkommen parallelepipedisch bearbeitete Steine das sog. Würfelpflaster bilden (s. Abb. 85, S. 138).

Abb. 78 u. 79. Reihenpflaster aus Kopfsteinen.
Abb. 78. Querschnitt.



Abb. 79. Grundriß.



Die nur am Kopf regelmäßig bearbeiteten Kopfsteine haben zwar gleiche Höhe, schließen aber in den Fugen nur auf 3 bis 5 cm genau aneinander. Je nach der Gleichmäßigkeit der Steine und je nach der Höhe der angearbeiteten Fugenflächen werden im allgemeinen drei Klassen unterschieden. Bei allen Klassen ist aber die Standfläche kleiner als die Kopffläche (s. Abb. 78), wodurch eine Verdrehung und Kantenabsplitterung sich leichter unter der Last der Räder vollzieht, als bei den in voller Höhe in den Fugen sich aneinanderschließenden und breit auflagernden Würfelsteinen (s. Abb. 85 und 86, S. 138), die außerdem noch den Vorteil haben, umgewendet, also mehrfach verwendet werden zu können.

Die Herstellung des Reihenpflasters kann, an die Längsreihen des Gossenpflasters sich anschließend, senkrecht zur Straßenrichtung (s. Abb. 79 und 83) oder mit diagonal, unter 45°, verlaufenden Reihen (s. Abb. 80) erfolgen. Bei letzterer Anordnung werden zwar die Kanten der

Steine beim Übergang der Räder über die Fugen mehr geschont, jedoch erfordern sie dreieckige Anschlußsteine (s. Abb. 80) am Ende einer jeden Reihe, oder es müssen besonders geformte »Schmiegsteine« (s. Abb. 81) verwendet werden. Auch bieten die Fugen den Hufen einen weniger guten Halt, als bei den senkrecht zur Straßenrichtung gestellten Steinreihen, so daß die Zugtiere leicht seitlich ausgleiten.

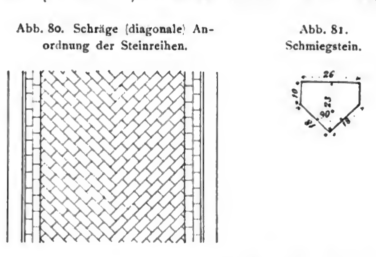


Abb. 80. Schräge (diagonale) Anordnung der Steinreihen.

Abb. 81. Schmiegstein.

Bei Straßenkreuzungen dagegen bildet sich bei schräger Lage der Steinreihen, der Verband der Steine ungezwungener, gefälliger und für den Verkehr günstiger (s. Abb. 82), da bei der Durchführung senkrechter Steinreihen in der einen Straßenrichtung (s. Abb. 83), die in der Richtung der kreuzenden Straße, also von A nach B, verkehrenden Wagen die Steinreihen der Länge nach, also sehr ungünstig, beanspruchen. Etwas günstiger ist in dieser Beziehung die Anordnung nach Abb. 84, S. 138, bei welcher die senkrechten Reihen aller Straßenrichtungen bis zum Schnittpunkt der Straßenmittellinien durchgeführt sind. Die an der Kreuzungsstelle infolge Durchdringung der zylindrischen Straßenoberflächen entstehenden einspringenden Grate oder Kehlen müssen durch entsprechende Abrundung ausgeglichen werden.

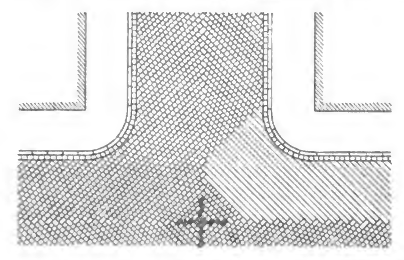


Abb. 82. Straßenkreuzung mit schrägen Pflasterreihen. M. 1 : 400.

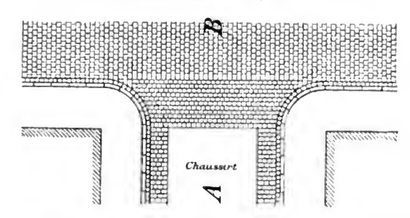


Abb. 83. Straßenkreuzung mit Durchführung senkrechter Pflasterreihen. M. 1 : 400.

Die Ausführungsart des Reihenpflasters ist je nach der gewählten Unterbettung verschieden. Bei Sand- und Kiesunterbettung gleicht die Arbeit des Pflasterns derjenigen beim rauhen Pflaster (s. S. 135), nur ist die gerade Richtung der Reihen, der regelmäßige Verband und die Form der gewölbten Oberfläche genau einzuhalten. Man setzt die Steine etwa 2 cm höher als dies die endgültige Lage bedingt, und rammt, namentlich bei Kopfsteinpflaster, in der Regel dreimal, zuerst und zuletzt mit der einmännigen 15 kg schweren, dazwischen mit der viermännigen 50 kg schweren Ramme. Vor dem jedesmaligen Abrammen ist das Pflaster

mit einer dünnen Kies- oder Sandschicht zu bedecken, um die leergerüttelten Fugen wieder mit dem Sande zu füllen (s. S. 135).

Abb. 84. Straßenkreuzung unter Durchführung senkrechter Steinreihen.

Abb. 85. Steinpflaster mit Grundbau.

Abb. 86 u. 87. Steinpflaster mit Betonunterbettung in Edinburg.

Abb. 86. Querschnitt. Abb. 87. Längsschnitt.

Bei Vorhandensein eines gut abgewalzten Grundbaues (s. Abb. 85) können die Steine beim Einsetzen gleich mit einem schweren eisernen Hammer festgeschlagen werden, und braucht man dann nur einmal mit der einmännigen Ramme die fertige Pflasterstrecke abzurammen.

Besteht die Unterbettung aus Beton (s. Abb. 86 und 87), so muß das Abrammen unterbleiben. Die hier allein anwendbaren Würfelsteine werden entweder in eine Mörtelschicht oder in eine dünne Sandschicht gleich in richtiger Höhenlage eingebettet, worauf das Ausgießen der Fugen mit Zementmörtel oder Asphaltpech erfolgt.

Das Ausgießen der Pflasterfugen mit einer wasserdicht haltenden Masse ist namentlich an solchen Straßenstellen stets zu empfehlen, die einer fortwährenden Befeuchtung ausgesetzt sind, wie in der Umgebung von öffentlichen Brunnen, auf Droschkenständen usw.

Die Abnutzung des Steinpflasters unter der Last und durch die Stoßwirkungen der Fuhrwerke, besonders des schweren Frachtfuhrwerks, zeigt sich in sehr verschiedener Weise. Bei nachgiebigem Untergrund und bei mangelhafter Unterbettung sinken einzelne Gruppen von Steinen ein und bilden Mulden, die den Wasserabzug verhindern, ein Aufweichen der Unterbettung vermitteln und dadurch den Zustand des Pflasters immer schlechter werden lassen. Eine gute, unnachgiebige Unterbettung muß daher als erste Bedingung für die Haltbarkeit eines Pflasters hingestellt werden.

Bei einseitiger Benutzung der Straßenhälften, wie dies in großen Städten durch das vorgeschriebene »Rechts-« bzw. »Linksfahren« entsteht, ist von FICHTNER[52]) für senkrecht zur Straßenrichtung stehende Steinreihen ein Kippen der Steine entgegengesetzt zur Fahrrichtung beobachtet worden (s. Abb. 88), wodurch eine Sägestellung der Steine sich ausbildet. Dieses Kippen wird hauptsächlich durch die hämmernde Wirkung der Räder auf die der Fuge zunächst liegende Hälfte des Steines hervorgerufen und verstärkt sich um so mehr, je höher sich die Kanten *a* herausheben können. Dieses Herausheben

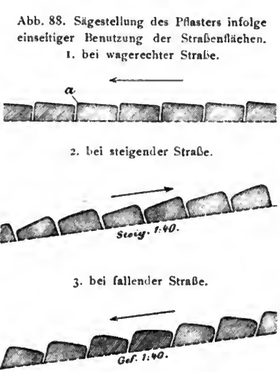
[52]) Vgl. Deutsche Bauztg. 1889, S. 427.

wird aber um so weniger stattfinden, je enger die Fugen gemacht werden, auf je größere Höhe die Seitenflächen der Steine ein unmittelbares Aneinanderliegen gestatten, und je schmäler die Steine selbst gewählt werden.

Daß eine zu große Breite der Steine ungünstig auf ihre Abnutzung einwirkt, zeigt auch die selbst bei fester Unterbettung beobachtete größere Abrundung der Kopfflächen breiterer Steine, infolge der verstärkten Abdrückung der Steinkanten unter der Verkehrslast. Andererseits müssen die Fugen der Steinreihen dem Schritt der Zugtiere angepaßt sein, damit die Hufe in ihnen einen Halt finden können.

Um eine Pflasterung möglichst dauerhaft herzustellen, muß also außer einer festen Unterbettung eine möglichst geringe Breite der Fugen und eine richtige Breite der Steine angestrebt werden. Diesem Bestreben entsprechend gelangt DIETRICH[53]) zu dem Vorschlage, die Abmessungen entsprechend der Härte und der Druckfestigkeit der Steine folgendermaßen zu wählen:

Abb. 88. Sägestellung des Pflasters infolge einseitiger Benutzung der Straßenflächen.
1. bei wagerechter Straße.
2. bei steigender Straße.
3. bei fallender Straße.



Tab. VI. Abmessungen der Pflastersteine.

Druckfestigkeit in kg f. d. qcm	Gesteinsart	In Zentimetern		
		Breite	Länge	Höhe
> 1200	I. härteste Gesteine	10	22.5	15
800—1200	II. mittelharte Gesteine	10	22.5	20
< 800	III. weichere, aber gleichmäßige Gesteine.	12	25	20
	oder, sofern dies billiger	18	18	18

Als Material eignen sich für beide Pflasterarten am besten die Urgebirgssteine, besonders der Granit wegen seiner Dauerhaftigkeit und Spaltbarkeit; ferner der Melaphyr und Diorit. Der Basalt ist schwer zu bearbeiten und wird als Pflasterstein leicht zu glatt. Kalksteine eignen sich schlecht zu Pflasterungen, weil sie sich zu rasch abnutzen und viel Staub bilden, auch werden die Kanten der Steine leicht von den Rädern abgedrückt. Besser sind die Kieselsandsteine des Buntsandsteins und der obere Keuper.

c) Die Pflasterungen mit künstlichen Steinen kommen hauptsächlich für solche Gegenden in Betracht, in denen es an natürlichen Steinen fehlt und wo die Herstellung geeigneter Kunststeine billiger ausfällt, als die Zuführung natürlicher Steine aus weiter Ferne. Der Kunststein muß aber neben entsprechender Billigkeit auch die Eigenschaften eines guten Pflastersteins aufweisen, wozu eine gewisse Härte, Zähigkeit, Witterungsbeständigkeit und Dichte gehört. Zur Verwendung sind gekommen Steine aus gebranntem Ton, aus Hochofenschlacke und aus zementartigen Massen, die unter hohem Druck zu Formsteinen gepreßt wurden.

[53]) DIETRICH, Die Baumaterialien der Steinstraßen, Berlin 1885, S. 61.

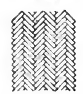
α) *Klinkerpflaster.* Die bis zur Verglasung aus Ton gebrannten **Klinker** sind in ihrer Anwendung für Landstraßen bereits im § 8, S. 111 besprochen worden. Für städtische Straßen sind sie namentlich in Nordamerika zur Verwendung gekommen, während sie in europäischen Städten sich nicht einbürgern konnten.

Die Haltbarkeit des Klinkerpflasters hängt wesentlich von einer guten Unterbettung, von einer sorgfältigen Auswahl gleichmäßig gebrannter Steine und von einer gewissenhaften Ausführung ab. Bei nachgiebigem Untergrund ist daher eine 15 bis 20 cm starke Betonschicht erforderlich; bei festem Untergrunde genügt eine fest gewalzte Kies-, Schotter- oder Ascheschicht.

In Amerika kommt auf die Unterbettung eine Sandschicht von 10 bis 15 cm, auf diese eine Ziegelflachschicht mit zur Straßenrichtung parallelen, im Verbande verlegten Reihen, die abgewalzt und mit einer 5 cm starken Sandschicht bedeckt wird, in welche die hochkantig und senkrecht zur Straßenrichtung gestellten Reihen der Klinkerdeckschicht verlegt werden. Auch diese, sowie vorher die Zwischenschicht aus Sand, werden mit 6 bis 8 t schweren Walzen abgewalzt. Wird, statt zu walzen, gerammt, so muß dies unter Vermittelung von Bohlenunterlagen mit Handrammen von etwa 40 kg Schwere geschehen.

Statt die Steine in parallelen Reihen senkrecht zur Straßenrichtung zu stellen, werden in der Klinkerdeckschicht, besonders bei Straßenkreuzungen, die Steine auch im Zickzack nach dem Kornährenverband (s. Abb. 89) angeordnet, so daß die einzelnen Steine unter 45° zueinander stehen; jedoch erfordert dies an den Seitenanschlüssen viel Verhau oder die Anwendung besonderer Formsteine und ist daher teuer.

Abb. 89. Anordnung der Klinkerreihen an Straßenkreuzungen.



Die Fugen sind möglichst eng, etwa 4 bis 5 mm weit anzuordnen. Bei Kiesunterbettung werden sie mit Sand gefüllt (s. § 8, S. 111), bei Betonunterbettung muß jedoch auch das Klinkerpflaster undurchlässig gemacht werden, was durch Vergießen der Fugen mit Asphaltpech oder einer sonstigen Pflasterausgußmasse erfolgt. Das fertige Pflaster wird mit einer 1,5 bis 2 cm starken Sandschicht bedeckt, die sorgfältig zu erhalten, also stets wieder zu erneuern ist. Die Abmessungen der amerikanischen Klinker sind sehr verschieden. Als kleinste können solche von 19/10,2/5,1 cm, als größte solche von 22,9/12,4/6,3 cm Kantenlänge angeführt werden, denen gegenüber die deutschen Bockhorner Klinker mit 22,8/10,8/5,2 cm Kantenlänge ein mittleres Maß bezüglich der Breite und Dicke einhalten.

Als Vorzüge des Klinkerpflasters namentlich für Bau- oder Wohnstraßen haben sich in Amerika, wo fast 300 Ortschaften mit diesem Pflaster versehen sind, geltend gemacht, daß es bedeutend weniger geräuschvoll als Granit, nicht so schlüpfrig wie Asphalt, dagegen wetterbeständiger als Holzpflaster und lange nicht so kostspielig ist als diese drei Pflasterarten. Auch schont es in hohem Maße Fuhrwerke und Zugtiere. Dagegen besteht die Unvollkommenheit des Klinkerpflasters darin, daß es schwer ist, vollständig gleichmäßig gebrannte Steine zu erhalten, da nicht jeder Ton sich für Klinker eignet und selbst von ein und derselben Brennerei gelieferte Steine nicht gleichmäßig ausfallen; auch ist es für schweren Frachtverkehr nicht anwendbar, weil bei einem solchen leicht einzelne Steine zerdrückt werden.

β) *Das Keramitpflaster* besteht aus gepreßten und dann gebrannten Tonsteinen, die daher eine größere Festigkeit als gewöhnliche Klinker besitzen, in der Sprödigkeit ihnen aber nicht nachstehen und sehr glatte Flächen besitzen, die einerseits eine gute

Verbindung untereinander und mit der Unterlage erschweren, andererseits den Pferdehufen nicht genügenden Halt bieten.

In größerer Ausdehnung wurde das Keramitpflaster in Budapest verwendet, wo die 20 cm im Geviert bei 10 cm Dicke messenden Steine unter Vermittelung einer 5 cm starken Sandschicht auf einer Rollschicht gut gebrannter Ziegelsteine verlegt wurden, deren Fugen mit Zementmörtel vergossen waren, und die entweder auf dem sorgfältig abgerammten, bzw. abgewalzten Untergrund auflag, oder bei nachgiebigem Untergrund eine Kies- oder Betonunterbettung erhielt. Die Fugen der diagonal verlegten quadratischen Keramitsteine wurden mit einer Ausgußmasse (1 Teil Steinkohlenteer, 4 Teile gewöhnliches Pech und 15 bis 20 Teile Sand) ausgegossen.

γ) *Schlackensteine* werden aus dafür geeigneten Hochofenschlacken hergestellt, indem die flüssige Schlacke in Formen gegossen und langsam abgekühlt wird, wodurch die Steine so hart und dicht wie Basalt werden. Auch andere Herstellungsarten, bei denen die langsam abgekühlte Schlacke pulverisiert, in einem gewissen Verhältnis mit Zement gemischt und dann in Formen gepreßt wird, ergeben feste, harte und dichte Steine, die wie die natürlichen zum Pflastern verwendet werden können und sich in ihrem Äußeren kaum von ihnen unterscheiden. Sie werden aber leicht glatt und sind meist sehr spröde, so daß die Kanten leicht absplittern.

δ) *Kunststeine.* Von den sonstigen Kunststeinen können die in München mit gutem Erfolg auf einer Probestrecke verwendeten Hessschen Steine genannt werden, die aus gemahlenem Serpentinstein bestehen, der unter Beifügung eines Bindemittels bei hohem Druck gepreßt und dann gebrannt wird. Die Abmessungen der Steine sind 27/11/15 cm. Das aus diesen Steinen hergestellte Pflaster soll ein angenehmer Ausgleich zwischen Holz- und Steinpflaster sein, da es bedeutend weniger geräuschvoll als letzteres ist[54]).

d) Das Holzpflaster ist schon seit dem ersten Viertel des vorigen Jahrhunderts, seiner Geräuschlosigkeit wegen und weil es sich angenehm befährt, in großen Städten (London, St. Petersburg), namentlich in Straßen mit lebhaftem Verkehr, auch wohl in der Nähe von Schulen und Krankenhäusern und in späterer Zeit auf eisernen Brücken, seines geringen Gewichtes wegen, verwendet worden, wenn es auch namentlich in der Art der ersten Ausführungsweisen den Ansprüchen der Haltbarkeit und der Preiswürdigkeit nicht entsprach. Seit den 70er Jahren des vorigen Jahrhunderts wurde es in verbesserter Ausführungsweise in London und Paris in immer größerem Umfange verwendet und gelangte auch vielfach in deutschen Städten zur Ausführung, wenn auch nicht immer mit dem besonders in Paris erreichten Erfolge.

Als wesentliche Vorbedingung für die Haltbarkeit des Holzpflasters ist, außer einer guten, unnachgiebigen Betonunterbettung von 15 bis 20 cm Stärke, die Verwendung gleichmäßig guter, also sorgfältig ausgelesener, nicht zu niedriger, schmaler Holzklötze einer widerstandsfähigen Holzart anzusehen. Als solche kommt von einheimischen Hölzern das harzreiche Kiefernholz, nächst diesem das allerdings weichere Tannenholz, sodann das spröde Buchenholz in Betracht. In neuerer Zeit wird eine Durchtränkung der Hölzer mit Chlorzink und Karbolsäure unter Niederdruck, oder auch einfaches Eintauchen in Kreosot angewendet. Die australischen Hölzer, das Jarrahholz und das Karriholz, sind bedeutend härter und widerstandsfähiger und haben sich in Paris und London auf Probestrecken gut bewährt, sollen aber durch den Verkehr leicht glatt werden.

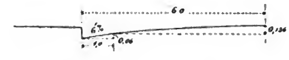
---

[54]) Vgl. Zeitschr. f. Transportw. u. Straßenbau 1894, S. 256.

Auch die Sorgfalt bei der Ausführung selbst und die Wahl richtiger Fugenweiten spielt beim Holzpflaster eine wichtige Rolle, ebenso wie die spätere sachgemäße Unterhaltung und Reinigung, durch welche namentlich die in gesundheitlicher Beziehung dem Holzpflaster vorgeworfenen Nachteile (schädliche Ausdünstungen, Erzeugung von Holzstaub usw.) gemildert werden können, so daß sie sich nicht schlimmer als bei den anderen Pflasterarten erweisen. Immerhin bleibt das Holzpflaster, solange nicht die Harthölzer ein anderes Verhalten als die seither angewendeten Holzarten zeigen, seiner hohen Anlage- und Unterhaltungskosten wegen ein Luxuspflaster, das für schweren Frachtverkehr, in engen und schattig gelegenen Straßen, in denen ein Austrocknen der Oberfläche durch Sonne und Wind nicht möglich ist, sowie dort, wo eine sorgfältige Reinigung, Besprenguug und Instandhaltung nicht durchführbar erscheint, nicht empfohlen werden kann.

Das Quergefälle des Holzpflasters kann seiner glatten Oberfläche wegen gering, zu etwa $\frac{1}{60}$ bis $\frac{1}{80}$ angenommen werden. Das Pariser Querprofil hat in dem mittleren Straßenteil ein Quergefälle von 2,7‰, während an der Gosse auf 1 m Breite ein Quergefälle von 6‰ angenommen wurde (s. Abb. 90). Beim Mainzer Holzpflaster weist das Querprofil eine parabolische Krümmung mit einem Quergefälle von 1 : 40 auf, während längs den 15 cm überstehenden Randsteinen ebenfalls ein Streifen von 1 m Breite ein stärkeres Gefälle besitzt. Die Fahrbahnmitte erhebt sich je nach der Straßenbreite 2 bis 4 cm über die Randsteinoberkante.

Abb. 90. Straßenquerschnitt für Holzpflaster in Paris.



Das Längsgefälle kann beim Holzpflaster größer als bei Asphaltstraßen angenommen werden, jedoch vermeidet man auch bei diesem, der Glätte wegen, starke Gefälle und geht nicht über 1 : 40 hinaus, wenn auch Straßen mit 4% und mehr noch befahren werden können[55]), wenn bei feuchter Witterung dem Gleiten der Zugtiere durch Bestreuen mit Sand vorgebeugt wird.

In Paris, wo im wesentlichen die Ausführungsweise von KERR zur Anwendung kam, hat sich das in Kreosot getauchte amerikanische Pitsch-pine-Holz am besten bewährt, das in Klötzen von 15 cm Höhe, 26 cm Länge und 8 cm Breite rechtwinklig zur Fahrbahn auf 20 cm starker Betonunterlage mit 10 mm weiten Fugen verlegt wurde, die im unteren Teil von einer mit Kreosot durchtränkten Latte, im oberen durch Zementmörtel ausgefüllt sind. In den Rinnsteinen liegen zwei Reihen parallel zur Graniteinfassung der Fußwege, und die an letztere anstoßende Fuge wurde mit blauem Ton ausgefüllt, der jährlich erneuert wird, um dem Pflaster eine seitliche Bewegung zu gestatten. An den Straßenkreuzungen wurden die hier nur 20 cm langen Klötze in schrägen Reihen verlegt. Früher goß man die Fugen mit Asphalt und Pech aus, was sich jedoch insofern schlecht bewährte, als durch das Hervorquellen dieser im Sommer weich werdenden Masse die Straße beschmutzt wurde und die Klötze sich lockerten[56]).

In Mainz wurden zum Teil senkrecht zur Straßenachse gerichtete, zum Teil schräge Reihen angewendet, welch letztere sich besser gehalten haben sollen. Die 10 cm hohen, 12 bis 18 cm langen und 8 cm breiten Klötze wurden mit Chlorzink und Karbolsäure getränkt, mit dicht schließenden Stoßfugen und 8 bis 10 mm breiten Reihenfugen unmittelbar auf der mit einem Zementstrich abgeglichenen Betonunterbettung verlegt. Die

[55]) S. v. LAISSLE, Städtische Straßen, »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, 4. Aufl. 1907, I. Teil, Bd. IV, Kap. II, S. 268.

[56]) Vgl. Zeitschr. f. Transportw. u. Straßenbau 1889, S. 171.

gleichmäßige Fugenbreite wurde durch Einlegen getränkter Latten von 4 cm Höhe und 7 mm Stärke erreicht. Der obere Teil der Fugen wurde mit Sand gefüllt und mit Kohlenteer und Schwarzpech ausgegossen. Auf das fertige Pflaster wurde eine etwas dickflüssigere Ausgußmasse in heißem Zustand ausgegossen, mit dem Besen ausgebreitet und mit Perlkies bestreut, so daß durch die Einwirkung des Verkehrs die Kieselsteinchen in das Hirnholz eingedrückt wurden und dadurch die Widerstandsfähigkeit der Oberfläche vergrößerten. Den Randsteinen entlang wurden zwei Reihen Klötze mit ihrer Längsrichtung parallel zur Straßenrichtung verlegt, wobei, mit Rücksicht auf die seitliche Ausdehnung, entsprechend breite Fugen angeordnet waren. Trotzdem zeigte sich bei dem Buchenholzpflaster Beulenbildung und Verrückung der Randsteine, während sich das in gleicher Weise verlegte Kiefernholzpflaster gut bewährte. Die Kosten betrugen bei 15 cm hoher Betonschicht 12,3 Mark, bei 20 cm starker Betonbettung 12,8 Mark für das qm[57]).

e) Eisenpflaster hat man aus gußeisernen, mit zellenbildenden Rippen versehenen Platten hergestellt, die auf einen Grundbau mit Packlage in Kies eingebettet wurden und mit der Verzahnung ineinandergriffen. Die Zellen wurden mit Kies ausgestampft und die fertige Bahn bedeckte man mit einer Kiesschicht, die alle 8 Wochen erneuert werden mußte, weil der Kies in den Zellen sich rasch abnutzte, die eisernen Rippen zutage traten, sich abschliffen, glatt wurden und ein Ausgleiten der Zugtiere bewirkten. Außerdem waren die durch die Rippen hervorgerufenen, rasch aufeinander folgenden Stöße für die Fuhrwerke nachteilig und für die Fahrenden nicht angenehm. Der zerfahrene Kies bildete viel Staub, und das Pflaster war recht teuer. Auch andere Eisenpflasterungen haben sich nicht bewährt und können davor warnen, zwei so verschiedenartige Materialien wie Eisen und Kies in gleichzeitiger Wechselwirkung zur Straßenbefestigung zu verwenden.

2. **Die Asphaltbahnen** haben sich im gemäßigten Klima als die vollkommenste Straßenbefestigung in bezug auf leichte Reinhaltung, Geräuschlosigkeit und angenehmes Fahren bewährt, die außerdem sich wenig abnutzt, also eine gute Haltbarkeit besitzt und geringe Bewegungswiderstände hervorruft. Dem steht allerdings gegenüber, daß die Asphaltbahnen, namentlich bei nassem Wetter, eine gewisse Glätte zeigen, so daß ihre Verwendung nur auf wenig, höchstens bis zu 1,5% steigenden Straßen angezeigt erscheint. Auch müssen sich die Zugtiere an diese Glätte gewöhnen, und es wird ein glatter Hufbeschlag ohne Griffe und Stollen erforderlich, der wieder für andere Straßenbefestigungen, namentlich für Steinschlagbahnen, nicht paßt. Wo die Straßen einer Stadt große Steigungen aufweisen und viele Steinschlagbahnen vorhanden sind, wäre daher die Einführung von Asphaltbahnen nicht zweckmäßig. Das Quergefälle kann infolge der glatten Oberfläche bei Asphaltstraßen ganz gering und zwar zu $\frac{h}{b} = \frac{1}{100}$ bis $\frac{1}{150}$ angenommen werden (s. S. 130).

Da sich an der Oberfläche der dünnen, nur 4 bis 5 cm starken Asphaltschicht jede Senkung der Unterbettung sofort bemerkbar macht, ist auf die Herstellung dieser besondere Sorgfalt zu verwenden. Sie wird daher stets als Betonschicht von 15 bis 25 cm Stärke ausgeführt und darf nicht aufgeschütteten Boden als Untergrund erhalten. In letzterem Fall legt man zuerst eine um die Dicke der zukünftigen Asphaltstraße tiefer liegende vorläufige Steinschlagbahn an und bringt die Betonunterbettung für die Asphaltstraße auf diese erst auf, nachdem sich der aufgeschüttete Boden mit der vorläufigen Steinschlagstraße vollständig gesetzt hat.

---

[57]) Näheres s. v. Willmann, Straßenbau, »Fortschr. d. Ing.-Wissensch.« II, 4, S. 71 ff.

Wie bei allen Straßenbefestigungen mit Betonunterbettung ist auch bei den Asphaltstraßen der Zugang zu den unter der Straße liegenden Leitungen sehr erschwert, und liegen Gasleitungen unter ihnen, so kann es vorkommen, daß bei undichten Röhren das ausströmende Gas den Asphalt erweicht und auflöst, wie dies in Paris beobachtet worden ist.

Auf der vollständig ausgetrockneten, nach einer der Straßenoberfläche entsprechenden Wölbung abgeglichenen Betonschicht kann die Asphaltabdeckung in verschiedener Weise hergestellt werden, je nachdem Stampfasphalt, Gußasphalt oder künstlicher Asphalt verwendet oder der Asphalt in Form von Klötzen oder Platten aufgebracht wird.

In allen Fällen, wo der Asphalt in heißem Zustand auf die Betonschicht gebracht wird, muß trockene Witterung abgewartet werden, da jede Feuchtigkeit durch Verdampfen des Wassers Blasenbildung in der Asphaltdecke hervorruft, die ihre baldige Zerstörung zur Folge haben kann.

a) Der Stampfasphalt eignet sich in erster Linie zur Herstellung der Fahrbahnen. Er wird aus dem natürlichen Asphaltstein, einem Jurakalk, der bis zu 20% Bitumen enthält, gewonnen, indem der rohe Stein in Brechmaschinen zerkleinert und dann durch Erhitzen oder durch Zermahlen in Schleudermühlen in ein dunkelbraunes Pulver verwandelt wird, das als solches unmittelbar zur Herstellung der Asphaltdecke benutzt werden kann.

Zu diesem Zweck wird das Asphaltpulver in Pfannen auf 120 bis 150° C erhitzt, um dann in einer Schicht von 7 bis 8 cm Stärke auf die Betonunterbettung aufgeschüttet, sorgfältig abgeglichen und durch erwärmte eiserne Rammen festgeschlagen oder durch heiße Walzen abgewalzt zu werden; dabei findet eine Zusammenpressung auf 4 bis 5 cm statt. Zuletzt wird die Oberfläche mit einer Art Bügeleisen geglättet und vor der Übergabe an den Verkehr mit feinem Sande bestreut. Das Einreißen von Fugen zur Milderung der Glätte, wie dies in Paris und London versucht wurde, hat man wieder aufgegeben, da sie durch den Verkehr sehr bald wieder glatt gefahren wurden.

b) Der Gußasphalt ist für Fahrbahnen weniger geeignet, da er weicher ist und sich rascher abnutzt. Daher wird er in europäischen Städten mehr für Fußwege (s. § 17) verwendet.

Zur Herstellung des Gußasphaltes benutzt man den im Handel vorkommenden Asphaltmastix, der durch Einschmelzung von gepulvertem natürlichen Asphaltstein mit Asphaltgoudron erhalten wird. Der Aspaltmastix wird in Kesseln unter Zusatz von Asphaltgoudron bei 150 bis 170° C geschmolzen und mit Kies oder Sand innig gemischt, um dann auf die Betonunterlage in einer Schicht, deren Stärke zwischen 1,5 und 3,5 cm schwanken kann, ausgegossen und mit Reibebrettern festgerieben und geglättet zu werden, worauf die fertige Bahn mit feinem Sande bestreut wird. Für mitteleuropäische Verhältnisse können 1500 bis 1600 kg Mastix mit 700 bis 800 kg Kies und 100 kg Goudron zu 1 cbm Asphaltgußmasse gemengt werden [58].

Bei Ausbesserungen haben sowohl Gußasphalt- als auch Stampfasphaltbahnen den Vorteil, daß das alte Material wieder mit verwendet werden kann, und wenn auch der Asphalt infolge des auf ihm stattgehabten Verkehrs durch Abnutzung und Zusammenpressung an Rauminhalt, sowie durch Verdunstung an Bitumen verloren hat, so ist doch die Menge des neu zuzusetzenden Asphaltes verhältnismäßig gering.

In Amerika wird, da es an natürlichen Asphaltsteinen fehlt, das auf der Insel Trinidad vorkommende und danach »Trinidadasphalt« benannte Erdpech, welchem

[58] Näheres s. DIETRICH, Die Asphaltstraßen, Berlin 1882.

Rückstände der Petroleumraffinerien zugesetzt werden, als eine Art Gußasphalt verwendet, indem es mit Kalkpulver und Sand zusammen erhitzt und wie der Gußasphalt, als breiige Masse, aber in größerer Stärke (bis zu 10 cm) auf die Betonunterlage aufgebracht wird.

c) Künstlicher Asphalt. Als Ersatz für den nur an wenigen Orten (val de Travers im Kanton Neuchâtel, Seissel im Departement Ain, Lobsan im Elsaß und Limmer bei Hannover) vorkommenden natürlichen Asphalt ist man bemüht gewesen, künstliche Asphalte herzustellen, unter denen der dem Professor DIETRICH in Berlin patentierte »Deutsche Stampfasphalt«, sowie der von der Deutschen Asphalt-Aktiengesellschaft der Limmer und Vorwohler Grubenfelder hergestellte künstliche Stampfasphalt zu erwähnen sind, deren Verwendungsweise derjenigen des natürlichen Stampfasphaltes ähnlich ist[59]. Für die Anwendung solcher künstlichen Asphalte könnte nur der billigere Preis maßgebend sein, jedoch wird man jedenfalls erst Proben bezüglich der Haltbarkeit anstellen müssen.

d) Asphaltklötze und Asphaltplatten sind ebenfalls vielfach als Ersatz für die Asphaltabdeckung herzustellen versucht worden.

Aspaltklötze wurden in Amerika in Größen von 30,5/10,2/12,7 cm aus einem Gemenge von zerkleinertem Kalkstein mit 10% Trinidadasphalt angefertigt, welches in entsprechenden prismatischen Formen gepreßt wurde.

Ähnliche, wie Pflastersteine zu verwendende Klötze sind MARTENSTEIN und POHL patentiert worden und bestehen aus einer Mischung von Asphaltmastix mit Basaltkleinschlag und einer gewellten Drahtgewebeeinlage. Sie werden in Größen von 15/15/7 cm bis 25/15/6 cm hergestellt. Zum Anschluß an die Straßenbahngleise können Bordstreifen aus demselben Material bezogen werden[60].

Auch das sog. »Korkpflaster« der Patent-Kork-Pavement-Company in London ist hier zu erwähnen, das die Vorzüge des Asphalts ohne dessen Nachteile besitzen soll. Zur Herstellung werden Korkstücke mit Asphalt innig gemischt und unter starkem Druck zu Formstücken gepreßt, die in der Art des Steinpflasters verlegt werden[61].

Asphaltplatten sind mit den verschiedensten Unterlagen herzustellen versucht worden. Die in neuerer Zeit in Frankfurt a. M. verwendeten Patent-Stampfasphalt-Zementplatten von LÖHR[62]) bestehen aus einer 2,5 bis 3 cm starken Schicht zusammengepreßten Asphaltpulvers, die unter hohem Druck mit einer 3,5 bis 3 cm starken Zementbetonschicht zu einer einheitlichen, 6 cm starken Platte von 25 cm Länge und Breite vereinigt wird. Die Platten werden in Mörtel auf eine 15 cm starke Betonunterbettung verlegt und die Fugen mit heißem Asphalt gedichtet. Die Kosten betragen fertig verlegt 8 Mark für das qm. In Frankfurt haben sich solche Platten 8 Jahre lang gut gehalten. Die Fugen wurden durch den Verkehr nach einiger Zeit vollständig geschlossen. Zum Anschluß an die Straßenbahnschienen (s. § 16, S. 150) scheinen sich diese Platten auch zu eignen, und für Fußwege (s. § 17, S. 153) können sie ebenfalls Verwendung finden.

3. Fahrbahnbefestigungen besonderer Art. Den Bestrebungen, geräuschloses Pflaster herzustellen, das die Vorzüge von Holzpflaster oder Asphaltabdeckung zeigt, ohne deren Nachteile aufzuweisen, haben eine ganze Reihe von Straßenbefestigungen, die allerdings vielfach nur Versuche geblieben sind, ihre Entstehung zu verdanken.

---

59) Näheres s. v. WILLMANN, Straßenbau, »Fortschr. d. Ing.-Wissensch.«, II, 4, S. 89. Ausführliche Literatur in v. LAISSLE, Städtische Straßen, »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, 4. Aufl. 1907, I. Teil, Bd. IV, Kap. II, S. 374.

60) Zeitschr. f. Transportw. u. Straßenbau 1893, S. 181.

61) Daselbst 1894, S. 288 u. 582; Baugewerksztg. 1894, S. 583.

62) Zeitschr. f. Transportw. u. Straßenbau 1894. S. 325; Anwendung der LÖHRschen Platten in Magdeburg, Zentralbl. d. Bauverw. 1903, S. 410.

Der Beachtung wert erscheinen unter diesen: die Zementabdeckung, der Bitumen- oder Pechmakadam, auch Asphaltbeton genannt, sowie der demselben ähnliche Granitasphaltbelag und die Anwendung von Flachschienen für den Fahrverkehr, besonders au Landstraßen.

a) Die Zementbahnen sind in größerem Umfange in Grenoble zur Anwendung gekommen und bestehen dort aus einer starken Packlage und einer 13 bis 15 cm starken Steinschlagschicht, auf die der unter reichlicher Beimischung von Kies hergestellte Zementbeton (1 Teil Zement auf 9 Teile gewaschenen Kies oder feinen Steinschlag) aufgebracht, ausgebreitet und durch Schlägel usw. verdichtet und eingeebnet wurde. Auf den noch nassen Zementbeton kam schließlich noch eine Deckschicht aus Zementmörtel (1 Teil Zement auf 1 Teil Quarzsand) in einer Stärke von 2,3 bis 5 cm. Die Oberfläche wurde mit Sand bedeckt und erst nach 20 Tagen dem Verkehr übergeben. Der Preis beträgt etwa 8 bis 9 Mark für das qm, und die Abdeckung hält angeblich 10 bis 15 Jahre ohne Ausbesserung[63]).

Die Zementabdeckung ist zwar gut zu reinigen, dagegen fährt sie sich hart, der Zement bekommt leicht Risse, die schwer auszubessern sind, und Rohrleitungen, die unter der Straße liegen, sind sehr schwer und nur mit großen Kosten zugänglich.

b) Der Pechmakadam oder Asphaltbeton besteht aus einer gewöhnlichen Steinschlagbahn, die nach erfolgter Dichtung durch Stampfen oder Abwalzen mit einer die Hohlräume ausfüllenden Teermischung begossen wird.

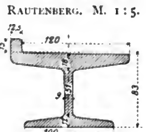
Bei dem der Firma SCHNEIDER & SIEGRIST in Straßburg i. E. patentierten Granitasphaltbelag wird eine mit gemahlenem Granit gekochte Asphaltmischung auf einer 10 bis 15 cm starken Betonunterlage in einer Stärke von 1,5 cm aufgetragen und, während sie noch in heißflüssigem Zustand ist, Graniteinschlag von 3 bis 5 cm Korn in der Weise eingekittet, daß sich die Steine fast berühren, indessen noch jedes Stück von dem Granitasphaltguß umgeben und die größere Fläche der Steinstücke nach unten gerichtet ist. Nach Erhärtung des Ganzen wird eine Decklage von Granitguß darüber gegossen[64]). Die Abnutzung soll eine sehr gleichmäßige sein.

c) Gleise für Fahrverkehr sind, ähnlich den Quaderstreifen in italienischen Städten (s. Abb. 76, S. 136), in neuerer Zeit, zunächst in Landstraßen, durch Baurat GRAVENHORST angewendet worden, haben aber auch in Chicago und in Newyork-City[65]), also in städtischen Straßen, in Form von kastenförmigen Stahlschienen als Straßengleise für Fuhrwerke Verwendung gefunden.

Sie haben in Steinschlag- und Steinpflasterstraßen, für welche ihre Anwendung allein in Frage kommen könnte, den Vorteil, daß die Reibungswiderstände der Fuhrwerke wesentlich vermindert werden und die Fahrt glatt und ohne Stöße vor sich geht. In steigenden Straßen sind sie allerdings nicht verwendbar und in Steinschlagstraßen haben sie den Nachteil, daß neben den Schienen die Fahrbahn sich stark abnutzt und die Unterhaltung der Straße selbst dadurch sehr erschwert wird.

Abb. 91. Straßenschienen für Fahrverkehr nach GRAVENHORST. M. 1 : 5.

Abb. 92. Straßenschienen für Fahrverkehr nach RAUTENBERG. M. 1 : 5.



[63]) Zeitschr. f. Transportw. u. Straßenbau 1890, S. 110, 122, 133 u. 146.

[64]) Daselbst 1890, S. 63.

[65]) Näheres s. LAISSLE, »Straßenbau«, »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, 3. Aufl., Bd. I, Abt. 4, Kap. VIII, S. 344, und die daselbst auf S. 449 zusammengestellte Literatur.

Die seither für Landstraßen verwendeten Schienen haben entweder die Zoreseisenform (s. Abb. 91) oder sind breitbasige Stegschienen (s. Abb. 92). Beide besitzen eine seitliche Führungsrippe für die Räder, deren geringe Höhe den Wagen das Verlassen des Gleises ermöglicht. Die Einbettung im Straßenkörper erfolgt ähnlich, wie bei den Straßenbahnschienen[66].

4. Vergleichung der verschiedenen Arten der Fahrbahnbefestigung und Wahl einer derselben. Bei Besprechung der einzelnen Fahrbahnbefestigungen sind bereits ihre Vorzüge und Nachteile hervorgehoben worden, so daß hier nur die allgemeinen Gesichtspunkte, die für die Wahl einer derselben bestimmend sind, zusammengestellt zu werden brauchen.

Allen auf S. 134 angeführten Anforderungen gleichzeitig gerecht zu werden, ist, wie die Besprechung der einzelnen Pflasterarten zeigt, nicht möglich. In den meisten Fällen wird man sich bei städtischen Straßen für Stein, Holz oder Asphalt zu entscheiden haben, für eine der beiden letzteren Pflasterarten für den Fall, daß ein möglichst geräuschloses Pflaster erwünscht ist. Vielfach entscheidet die Kostenfrage. Jedenfalls wäre es aber fehlerhaft, in den Hauptstraßenzügen einer und derselben Stadt, namentlich in solchen mit durchlaufendem und dabei großem Verkehr, zu verschiedenartige Pflasterungen anzuwenden, da die Zugtiere beim Übergang von der einen zur anderen Pflasterart sich immer wieder an die verschiedene Rauheit bzw. Glätte gewöhnen müßten und dabei leicht stürzen würden. Auch muß auf den ortsüblichen Hufbeschlag Rücksicht genommen werden (vgl. S. 143).

In bezug auf die S. 134 zusammengestellten, erwünscht erscheinenden Eigenschaften kann für Stein-, Holz- und Asphaltstraßenbefestigungen eine gewisse Klassenordnung aufgestellt werden, so daß nacheinander in Frage kämen[67] bezüglich der:

	I.	II.	III.
Gesundheitspflege und Reinlichkeit	Asphalt	Granit	Holz
Leichtigkeit der Ausbesserung	Asphalt	Granit	Holz
Lärmdämpfung	Holz	Asphalt	Granit
Sicherheit der Zugtiere	Holz	Asphalt	Granit
Anschlüsse an die Schienen der Straßenbahnen (vgl. § 16)	Granit	Holz	Asphalt
Dauer und Wirtschaftlichkeit	Granit	Asphalt	Holz.

Bezüglich des letzten Punktes, sowie bezüglich der Sicherheit der Zugtiere kommen übrigens örtliche und klimatische Verhältnisse zu sehr in Berücksichtigung, so daß die aufgestellte Reihenfolge nicht überall Gültigkeit zu haben braucht, sondern in jedem einzelnen Fall zu vergleichen wäre, wie sich die in Wettbewerb tretenden Pflasterungsarten den klimatischen Verhältnissen anpassen und zu den Ortspreisen für die Materialien, für die Erneuerung und Unterhaltung, sowie in bezug auf die Abnutzung sich verhalten.

Hat man bezüglich der Wirtschaftlichkeit für einen bestimmten Ort zuverlässige Unterlagen, so kann eine nicht bloß auf die verschiedenen Pflasterarten, sondern auch auf verschiedenes Material einer und derselben Pflasterart bezügliche vergleichende Kostenberechnung aufgestellt werden, die das wirtschaftlich vorteilhafteste Material, bzw. die vorteilhafteste Pflasterart erkennen läßt.

Dabei wird am besten dasjenige Kapital berechnet, welches

1. zur Herstellung des ersten Neubaues;
2. zur Ausführung der größeren Ausbesserungen in gewissen Zeitabständen;

[66] Vgl. Organ f. d. Fortschr. des Eisenbahnw. 1903, S. 254.

[67] Vgl. v. Willmann, Straßenbau, »Fortschr. d. Ing.-Wissensch.«, II, 4, S. 99.

3. für die laufenden Ausbesserungs- und Reinigungsarbeiten
erforderlich ist[68]).

Fehlen für eine solche Berechnung zuverlässige Unterlagen, so wird man zum Versuch schreiten müssen und durch Beobachtung geeigneter Versuchsstrecken die Herstellungs- und Unterhaltungskosten, sowie die Dauer, Haltbarkeit, Abnutzungsweise und das sonstige Verhalten feststellen können.

§ 16. Anschluß der Straßenbefestigung an die Schienen der Straßenbahnen. Seit Einführung der Straßenbahnen ist man bemüht gewesen, den Anschluß der Gleise an die Straßenbefestigung möglichst dauerhaft und in der Weise herzustellen, daß der Kopf der Schienen in gleicher Höhenlage mit der Straßenoberfläche verbleibt, damit die Straßenfuhrwerke nicht in ihrer Fortbewegung gehindert werden.

Dies ist jedoch nur bis zu einem gewissen, der Befestigungsart der Straße entsprechenden Grade möglich, da eine Verschiebung der Schienenlage gegenüber der Straßenbefestigung sowohl durch eine Senkung oder Abnutzung der letzteren, als auch durch eine Senkung oder sonstige Bewegung der Schienen selbst erfolgen kann, und diese durch Temperaturänderungen, sowie durch die Beanspruchungen des Bahnwagenverkehrs in fortwährender Bewegung sind, die sich der anschließenden Straßenbefestigung mitteilt und an ihr rüttelt.

Durch das Eindringen von Wasser und durch gelegentliche Eisbildungen in den vorhandenen oder entstehenden Hohlräumen zwischen den Schienen und der Straßenbefestigung wird der Anschluß noch mehr gelockert, so daß vollkommen befriedigende Lösungen für den Pflasteranschluß noch nicht erreicht sind, zumal die im Vergleich zu den früheren Pferdebahnwagen vier- bis fünfmal schwereren Motorwagen der neuerdings allgemein eingeführten elektrischen Bahnen erhöhte Anforderungen an die Einbettung der Straßenbahnschienen in das Planum der städtischen Straßen stellen.

Jedenfalls ist auf eine möglichst feste Unterbettung des Gleises, auf die Wahl eines zweckentsprechenden Schienenprofils, auf eine gute Lagerung des Straßenbefestigungsmaterials und auf möglichst große Widerstandsfähigkeit des letzteren zu achten. Inwieweit dies bei den verschiedenen Straßenbefestigungen seither möglich war und befolgt ist, zeigt die nachstehende kurze Darlegung[69]).

1. In **Steinschlagstraßen** werden die breitbasig zu wählenden Schienen am besten durch sorgfältiges Unterkrampen mit Kies oder Schotter in ihrer Lage erhalten. Die Unterbettung selbst muß entsprechend verstärkt werden, was entweder wie in Abb. 93 durch Tieferlegung der Packlage, oder nach Abb. 95 (rechte Seite) durch Anordnung besonderer Mauerstreifen erfolgen kann. In einzelnen Fällen, namentlich in Landstraßen, hat man den Unterbau nur unter den Schienen selbst verstärkt, indem Schlitze von 30 cm Breite und 40 cm Tiefe ausgehoben und mit Grundbau und Schotter versehen wurden. Solche Schlitze erfordern aber eine besondere Entwässerung durch Quergräben und Drainröhren.

Abb. 93. Unterbau der Straßenbahngleise in Steinschlagstraßen. M. 1 : 50.



68) Vgl. Dietrich, Die Baumaterialien der Steinstraßen, Berlin 1885, S. 41, und v. Willmann, Straßenbau, »Fortsch. d. Ing.-Wissensch.«, II, 4, S. 100.

69) Ausführlicheres s. Laissle, Straßenbau, »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, 3. Aufl., Bd. I, Abt. 4, Kap. VIII, S. 251 u. 351.

An den Steg und den Kopf der Schienen wird der Steinschlag oder Schotter unmittelbar angeschlossen; jedoch versackt er sich leicht, und es bilden sich bald neben den Schienen tiefe Rinnen, welche die Entwässerung der Straßenoberfläche erschweren, den Verkehr hindern und fortwährender Ausbesserungen bedürfen. In Städten empfiehlt es sich daher in Steinschlagstraßen zwischen den Schienen und beidseitig neben den Gleisen Pflasterstreifen anzuordnen.

2. Im **Steinpflaster** kann die Unterbettung in ähnlicher Weise verstärkt werden (s. Abb. 94), oder es werden Zementbetonstreifen, wie in Köln, oder gemauerte Streifen, wie in Zürich (s. Abb. 95 linke Seite), unter den Schienen angebracht. Zur Ausfüllung der seitlichen Hohlräume breitbasiger Schienen genügt bei sorgfältiger Unterbettung Kies oder Sand, wobei sich die Pflastersteine unmittelbar an die Schienenköpfe anlegen und ihre Unterstützung durch den Schienenfuß erhalten.

3. Im **Holzpflaster**, das stets mit Betonunterbettung versehen wird, müssen die Schienen in den Beton eingreifen, da die Holzklötze eine geringere Höhe als die Schienen besitzen. Dadurch wird eine Verstärkung des Betonbettes mindestens unter den Schienen erforderlich (s. Abb. 96). Der Anschluß des Holzpflasters an die Schienen erfolgt in der Weise, daß längs den letzteren, auf der äußeren Seite zwei Reihen, auf der inneren eine Reihe Holzklötze der Länge nach gelegt werden, an welche die senkrecht oder schräg zur Straßenrichtung verlegten Reihen anstoßen.

Abb. 94. Unterbau der Straßenbahngleise in Steinpflaster. M. 1 : 50.

Abb. 95. Unterbau der Straßenbahngleise in Zürich. M. 1 : 50.

im Pflaster. im Schotter.

Abb. 96. Unterbau der Straßenbahngleise in Holzpflaster. M. 1 : 50.

Am besten erscheint es, nach den Erfahrungen in Mainz, die Schienen gleichzeitig mit der Einbringung des Betons zu verlegen, die Gleisoberkante um etwa 12 mm gegen die Pflasteroberfläche vertieft anzuordnen und die Schienenstege derart mit Zementmörtel zu verputzen, daß die mit einer Abfasung nach der Schiene zu versehenen Klötze sich unmittelbar an den Schienenkopf anlegen können.

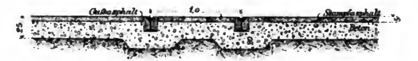
Da das Holz sich an den Anschlußstellen rasch abnutzt, so sind sehr häufige Ausbesserungen unvermeidlich, so daß es unvorteilhaft erscheint, in Straßen mit Straßenbahnen Holzpflaster anzuwenden.

4. In **Asphaltstraßen** haben sich große Schwierigkeiten für den Anschluß der Schienen gezeigt, weil das Rütteln der Schiene stets den an sie anschließenden Asphalt in seinem Zusammenhange zerstörte.

Bezüglich der Unterbettung kann in ähnlicher Weise wie beim Holzpflaster verfahren werden (s. Abb. 97). Neuerdings sind vom Stadtbaumeister Reinhardt in Schöneberg bei Berlin Probestrecken in der Weise verlegt worden, daß Monierplatten von 10 cm Stärke in Abständen von etwa 2 m vorher mit dem Gleis verbunden und um 2 bis 3 cm zu tief auf ein nur einige Zentimeter starkes Mörtelbett gelegt wurden (s. Abb. 98 und 99),

worauf durch kleine Holz- oder Eisenkeile die Schienen in die richtige Höhenlage gebracht und die dadurch entstehenden Zwischenräume zwischen Schienenfuß und Platten mit Zementmörtel ausgefüllt werden konnten. Dann begann das Einbringen des Betons,

Abb. 97. Unterbau der Straßenbahngleise in Asphaltstraßen. M. 1 : 50.



der zwischen den Monierplatten auch die Unterlage des Gleises bildet, in voller Höhe. Durch dieses Verfahren gewinnt man an Zeit, da nur einmal vor dem Aufbringen der Asphaltschicht auf das Abbinden des Betons gewartet zu werden braucht, während

Abb. 98 u. 99. Unterbau mit Monierplatten in Asphaltstraßen.
Abb. 98. Querschnitt. M. 1 : 30.

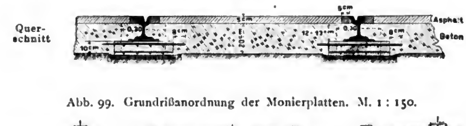
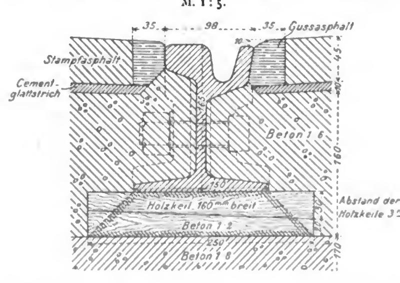


Abb. 99. Grundrißanordnung der Monierplatten. M. 1 : 150.

Grundriß

sonst vor dem Verlegen der Schienen ebenfalls das Erhärten des Betons abgewartet werden muß. Zur besseren Verbindung der Monierplatten mit dem Beton ragen die gekreuzt verwendeten Eiseneinlagen um etwa 8 cm aus den Platten hervor[70].

Abb. 100. Unterbau der Straßenbahn zu Zürich in Asphaltstraßen. M. 1 : 5.



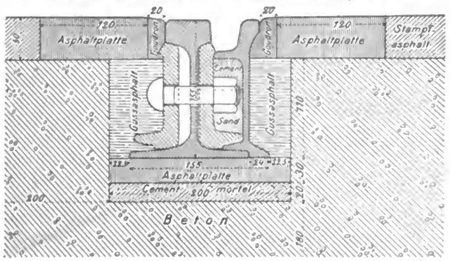
Zur richtigen Einstellung der Schienenhöhenlage sind auch in Zürich Holzkeile zur Anwendung gekommen (siehe Abb. 100).

Für den Anschluß der Asphaltabdeckung an die Schienen hat man Pflastersteine und Holzklötze verwendet, die sich jedoch nicht gut gehalten haben. Am besten scheint sich der Anschluß mit Gußasphaltklötzen oder Goudron zu bewähren (s. Abb. 100 und 101), wie dies in Zürich und Frankfurt a. M. zur Ausführung gekommen ist. In Frankfurt wurden außerdem Asphaltplatten, die leicht auswechselbar sind, angewendet, und die

[70]) Vgl. Dietrich. Zentralblatt der Bauverw. 1903, S. 494, von wo auch die Abb. 98 u. 99 entnommen wurden.

Schienen haben nicht nur eine Umhüllung mit dem elastischen Gußasphalt (s. Abb. 101), sondern auch eine Unterlage von Asphaltplatten erhalten, wodurch das Eindringen von Wasser gehindert und die rüttelnde Bewegung der Schienen an sich, sowie ihre Einwirkung auf die spröde Betonunterbettung gemildert wird[71].

Abb. 101. Unterbau der Straßenbahn zu Frankfurt a. M. in Asphaltstraßen. M. 1 : 5.



Besondere Aufmerksamkeit erfordern die Weichen und Kreuzungen in Asphaltstraßen, da in ihnen die stärksten Stoßwirkungen erfolgen, weshalb bei ihnen eine Unterbettung der Schienen mit einer stets wieder unterkrampbaren Schotterlage und eine kräftige Pflasterung zwischen und neben den Schienen zu empfehlen ist[72].

§ 17. Die städtischen Fußwege, Reitwege, Radfahrwege und ihre Befestigung, sowie die Nebenanlagen. In den städtischen Straßen werden die Fußwege, und meist auch die mit Bäumen besetzten Spazierwege, stets gegen die Fahrbahn erhöht angeordnet und mit Randsteinen versehen, die aus harten, widerstandsfähigen Gesteinsarten, wie Granit und Basaltlava, herzustellen sind und eine nach der Straße abgeböschte Form erhalten (s. Abb. 103 und 104). Vielfach werden die Randsteine untermauert, oder wenigstens auf eine Sand- oder Kiesschicht gesetzt, um ein Auffrieren zu verhindern.

Statt natürlicher Steine hat man auch Zementsteine oder aus Ton gebrannte Formsteine als Randsteine zur Anwendung gebracht, die aber dem Anprall der Räder weniger Widerstand leisten. Gußeiserne Randbegrenzungen kamen ebenfalls zur Verwendung, jedoch sind sie teuer und werden leicht glatt.



Abb. 102. Rinnsteine in der Altstadt von Köln a. Rh. M. 1 : 50.

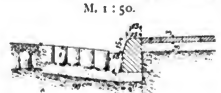


Abb. 103. Gossenanordnung in Stuttgart. M. 1 : 50.

Die an den Randsteinen hinziehenden Gossen oder Rinnsteine sind häufig aus besonders geformten Steinen gebildet worden (s. Abb. 102), jedoch ist dies unnötig, da

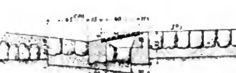
[71] Vgl. LAISSLE, Straßenbau, »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, 3. Aufl., Bd. I., Abt. 4, Kap. VIII, S. 355.
[72] Daselbst S. 357.

durch die Querneigung des Pflasters bereits eine Rinnenbildung vorhanden ist, die durch Tiefersetzen der an die Randsteine anschließenden Steinreihe noch zweckentsprechender ausgebildet werden kann (s. Abb. 103). Für die Hofeinfahrten sind die Gossen mit den erhöhten Randsteinen ein Hindernis, das man dadurch zu beseitigen sucht, daß entweder nach Abb. 104 die Höhe der Randsteine in der Breite der Einfahrt bis zu 3 bis 5 cm über der Gossensohle vermindert und durch rampenförmigen Anschluß ein Übergang zur gewöhnlichen Fußwegoberfläche hergestellt, oder die Gosse nach Abb. 105 mit gußeisernen Platten überbrückt wird. Diese Einfahrten müssen stets eine auch den Fuhrwerken widerstehende, also der Fahrbahnbefestigung gleichkommende Abdeckung erhalten.

Abb. 104. Gossenanordnung bei Hofeinfahrten. M. 1 : 50.



Abb. 105. Gossenüberbrückung. M. 1 : 50.



1. Die Fußwegabdeckungen dürfen geringere Widerstandsfähigkeit gegen Stoß und Druck haben, als die Fahrbahnen, müssen aber gegen Abschleifen und Staubbildung eine gewisse Sicherheit bieten und namentlich bei nasser Witterung eine leicht zu säubernde, nicht zu glatte, ebene Oberfläche besitzen. Die Befestigungsweise kann daher eine sehr verschiedenartige, zum Teil sogar mit der Fahrbahnbefestigung übereinstimmende sein.

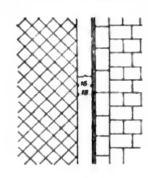
a) Sand- und Kieswege werden in Städten für die mit Bäumen besetzten Spazierwege oder als vorläufige Anlage für Fußwege in der Weise ausgeführt, daß eine Grundlage von 8 bis 10 cm Stärke aus grobem Schotter mit einer abzuwalzenden Decklage von feinem Sand oder Kies bedeckt wird, die einer häufigen Erneuerung bedarf.

b) Pflaster aus Kopfsteinen kam früher vielfach zur Verwendung, ergibt aber eine nicht angenehm zu begehende Oberfläche; außerdem werden die Steine leicht glatt. Die Ausführung erfolgt wie bei Fahrbahnen, entweder mit zur Straßenrichtung senkrecht oder mit schräg gestellten Pflasterreihen, nur kann die Unterbettung eine schwächere sein und besteht meist nur aus einer Sandschicht. Die Abb. 106 u. 107 zeigen die in Lüttich übliche Herstellungsweise aus 10 bis 14 cm im Geviert messenden Kopfsteinen von 8 bis 10 cm Höhe, die in Mörtel verlegt sind und als Unterlage eine Flachschicht und über dieser noch eine Rollschicht von Backsteinen erhalten.

Abb. 106 u. 107. Fußwegpflasterung in Lüttich. M. 1 : 40.
Abb. 106. Querschnitt.



Abb. 107. Grundriß.



c) Pflasterungen aus Flußkieseln, die in der Mitte zerschlagen und in eine Sandbettung so verlegt werden, daß die Bruchflächen nach oben zu liegen kommen, geben eine angenehm zu begehende Oberfläche und können durch Auswahl der Steine nach Form, Größe und Farbe zu einem hübsch wirkenden Mosaikpflaster benutzt werden, das entweder allein für sich, oder in abwechselnden Streifen mit anderen Abdeckungen der Fußwegoberfläche gleichzeitig zum Schmuck dient. Seiner Durchlässigkeit wegen ist ein solches Pflaster bei nassem Wetter gut zu begehen, auch eignet es sich aus demselben Grunde, und weil es leicht aufzureißen und wieder herzustellen ist, für Fußwege, in denen Gas- oder sonstige Leitungen liegen (s. S. 133).

d) Klinkerpflaster kommt vielfach in holländischen Städten zur Anwendung und wird meist in Rollschichten, seltener in Flachschichten, sowohl mit Sandfugen als auch

mit Mörtelfugen verlegt. In letzterem Fall nutzen sich die Steine, wenn sie nicht sehr scharf gebrannt sind, rascher ab als die Mörtelbänder und sind dann schlecht zu begehen.

e) Hausteinplatten geben, solange sie neu sind, eine sehr gut zu reinigende und angenehm begehbare Oberfläche, sind aber teuer und erhalten, wenn weichere Gesteinsarten wie Sandstein oder Kalkstein zur Verwendung gelangen, durch die Abnutzung Vertiefungen, während Granitplatten leicht glatt werden. Die Verlegung erfolgt unmittelbar auf den festgestampften Untergrund in Mörtel. Vielfach werden solche Platten in der Mitte der Fußwege angebracht, während an den Seiten Mosaikpflaster (s. oben unter c) verlegt wird. Diese Anordnung gestattet in bester Weise die Unterbringung von Leitungen verschiedenster Art unter dem Fußwege.

f) Künstliche Platten aus gebranntem Ton oder aus gepreßtem Zement sind vielfach als Ersatz für Hausteinplatten zur Fußwegabdeckung benutzt worden. Die auf der Oberfläche gerippten quadratischen Platten aus gebranntem Ton von Sinzig oder Mettlach haben 17 cm Seitenlänge und 3 cm Dicke und werden in Zementmörtel auf eine Betonunterlage von 8 bis 10 cm Stärke meist diagonal verlegt, so daß an den Gebäudefluchten und an den Randsteinen dreieckige Anschlußsteine erforderlich werden. Sie bieten dem Fuß eine angenehm begehbare Fläche, sind aber teuer und im Winter durch das Festfrieren von Schneeklumpen in den Rillen schwer zu reinigen, wobei auch häufig ein Zerspringen der Platten erfolgt. Die Tonplatten von Großhesselohe bei München sind bedeutend haltbarer, haben eine Dicke von 4 cm, 21 cm Seitenlänge und werden einfach auf dem festen Untergrund in Mörtel verlegt. Die Oberfläche ist gewöhnlich ungerippt, dennoch wird sie nicht glatt.

Zementplatten sind in neuerer Zeit vielfach zur Anwendung gekommen. Sie haben eine eingepreßte Riefelung, eine Seitenlänge von 30 cm, eine Dicke von 4,5 cm und werden ebenfalls diagonal meist unmittelbar auf den Untergrund in eine Mörtelschicht von 2,5 cm Stärke verlegt. Bei weichem Untergrund ist eine Kiesunterbettung von 10 bis 12 cm anzuraten. Die große Widerstandsfähigkeit, der geringe Preis (3,5 kis 3,8 M. für das qm) und das leichte Aufbrechen, bzw. Wiederverlegen haben diesen Platten bereits eine große Verbreitung verschafft.

Auch Stampfasphalt-Zementplatten können für Fußwege nach dem Patent Löhr (s. S. 145) 4,5 bis 5 cm dick mit 1,5 bis 2 cm starker Asphaltdecke hergestellt werden. Der Preis stellt sich nicht höher als für Gußasphalt, während das Verlegen leichter und rascher erfolgen kann und ein leichteres Aufbrechen und Herausnehmen der Platten möglich ist.

g) Zementabdeckungen bestehen aus einer etwa 15 cm dicken Betonschicht, die mit einer 2 bis 3 cm starken Schicht aus Zementmörtel (1 Teil Zement auf 1 bis 2 Teile Sand) abgedeckt wird. Von der Güte der letzteren, bzw. von ihrer sorgfältigen Herstellung hängt die Haltbarkeit dieser Abdeckung ab. Die Erhärtung muß möglichst langsam vor sich gehen, was durch Bedeckung mit einer 3 bis 4 cm starken, während der Erhärtungszeit stets feucht zu erhaltenden Sandschicht erzielt wird. Das Aussehen gestockter Platten erhält eine solche Zementabdeckung durch Abwalzen mit doppelt gerieften Walzen.

Die Abnutzung dieser Zementabdeckungen, sowie die Herstellungskosten sind gering (3,2 bis 3,3 M. für das qm), die Reinigung ist sehr leicht, nur bilden sich leicht Risse, die man durch Zerlegung der Fußwegoberfläche in gesonderte, für sich herzustellende Streifen von 1,5 bis 2 m Breite zu verhindern gesucht hat. Die Hauptursache der Rißbildungen ist aber wohl immer in ungleichen Setzungen des Untergrundes, bzw. der Betonschicht zu suchen, denen man durch eine gute Unterbettung begegnen kann. Die

Ausbesserung abgenutzter Stellen kann durch Abspitzen und Nachfüllung mit Zement erreicht werden, jedoch ist wegen der festen Betonschicht die Unterbringung der Leitungen von Versorgungsnetzen unter den so abgedeckten Fußwegen nicht möglich.

h) Die **Asphaltabdeckung** ist eine sehr verbreitete Fußwegbefestigung, die namentlich für das gemäßigte Klima ihre großen Vorzüge hat, da sie sich sehr angenehm begeht, leicht zu reinigen ist und eine große Haltbarkeit besitzt. Der Preis für das qm beträgt einschließlich der Betonunterlage 5 bis 6 M., ist also wesentlich höher als bei der Zementabdeckung, allerdings kann der Asphalt wieder eingeschmolzen und bei Ausbesserungen mit verwendet werden.

Die Asphaltbahn kann entweder wie bei den Fahrbahnen aus Stampfasphalt, oder, was das Gewöhnlichere ist, aus Gußasphalt hergestellt werden (s. S. 144). Von Wichtigkeit ist auch hier eine gute, unnachgiebige Unterlage. Als solche dient daher stets eine Betonschicht von 10 bis 15 cm Stärke. Aus diesem Grunde eignet sich die Asphaltabdeckung nur für Fußwege, unter denen keine Leitungen liegen.

Vor dem Aufbringen der 2 cm starken Asphaltschicht — bei Hofeinfahrten muß sie mindestens 3,3 cm stark gemacht werden — muß der Beton vollständig ausgetrocknet sein (s. S. 144).

2. **Reit- und Ratfahrwege** erhalten in städtischen Straßen dieselbe Ausbildung wie in Landstraßen, weshalb auf § 9, S. 112 zu verweisen ist.

3. **Nebenanlagen.** Als solche sind anzusehen die Einfriedigungen der Vorgärten, die Hydranten zur Entnahme des Wassers, die öffentlichen Brunnen, die Beleuchtungsanlagen, die Anschlagsäulen, Wetterhäuschen, Briefkasten, die Telegraphen- und Telephonstangen und öffentlichen Bedürfnishäuschen, die hier aus Raummangel nur aufgezählt werden können und bezüglich welcher auf das Handb. d. Ing.-Wissensch. 4. Aufl. 1907, I. Teil, Bd. IV, Kap. II, S. 311 und auf die daselbst S. 381 ausführlich aufgeführte Literatur verwiesen werden mag.

§ 18. Die Reinigung und Unterhaltung städtischer Straßen. Wenn schon auf Landstraßen die regelmäßige Beseitigung von Staub und Straßenkot aus gesundheitlichen und Verkehrsrücksichten erforderlich ist (s. § 11, S. 114), so wird in städtischen Straßen, wo der Verkehr ein bedeutend größerer ist, die Straßenreinigung um so notwendiger, als nicht nur die augenblicklich Verkehrenden, sondern auch alle Bewohner der an der Straße liegenden Häuser durch den Straßenschmutz und den vom Verkehr und vom Wind aufgewirbelten Staub zu leiden haben, der vielfach Krankheitserzeuger mit sich führt und dadurch zum Verbreiter von Krankheiten werden kann.

Eine geregelte Straßenreinigung, d. h. die rechtzeitige Besprengung, das Abziehen des Straßenstaubes und Schlammes und die Beseitigung des Straßenkotes, ist daher für städtische Straßen eine unbedingte Notwendigkeit, und je besser der Reinigungsdienst gehandhabt wird, um so besser erhalten sich auch die Straßen selbst, so daß ihre Unterhaltung eine einfachere und weniger kostspielige wird.

Die Straßenunterhaltung hängt also auch bei den städtischen Straßen wesentlich mit der Straßenreinigung zusammen, und da erstere, sowie der Neubau der Straßen, in den meisten Fällen von der städtischen Verwaltung ausgeübt wird, so ist es am zweckmäßigsten, wenn, wie es tatsächlich in fast allen größeren Städten geschieht, auch die Straßenreinigung durch städtische Arbeiter erfolgt. Dabei wird in der Regel die Säuberung der Fußwege von Schnee und Eis den Hausbesitzern zur Pflicht gemacht, weil es der Stadtverwaltung nicht möglich wäre, bei starkem Schneefall plötzlich eine genügende Anzahl von Arbeitskräften einzustellen, um, wie es erforderlich sein würde, gleichzeitig alle Fußwege begehbar zu machen.

1. **Der Reinigungsdienst** wird in größeren Städten am besten so angeordnet, daß die Reinigung der verkehrsreichen Straßen täglich am frühen Morgen oder zur Nachtzeit erfolgt, so daß bei Beginn des Straßenverkehrs die Straßenreinigung und die Abfuhr des Kehrichts beendet ist. Es werden dafür Arbeiterkolonnen unter Führung eines Vorarbeiters gebildet, die, mit den erforderlichen Werkzeugen (Besen, Schaufeln, Schrubbern, Abfuhrwagen, Gießkannen oder Gießwagen und Kehrmaschinen) ausgerüstet, einen ganz bestimmten Straßenzug innerhalb einer gewissen Zeit zu reinigen haben.

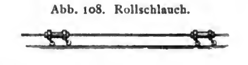
In weniger befahrenen Straßen kann die vollständige Reinigung ein- bis dreimal wöchentlich geschehen. Das Abräumen und die Abfuhr des Pferdemistes hat jedoch auf alle Fälle fortlaufend zu erfolgen, damit er nicht zerfahren wird, wodurch Straße und Fuhrwerke beschmutzt und, namentlich auf Asphaltstraßen, Veranlassungen zum Ausgleiten der Zugtiere herbeigeführt werden. Ständig angestellte Straßenwärter besorgen mit Besen und Schaufeln am besten die Entfernung des Pferdemistes, indem sie diesen entweder vorläufig in unterirdisch angebrachten Gruben oder sonstigen am Straßenrand aufgestellten Behältern zur Abfuhr ansammeln, oder ihn unmittelbar in dafür bestimmte Karren von 1 bis 2 cbm Inhalt laden und mit diesen auf außerhalb der Stadt gelegene, passende Ablagerplätze befördern.

2. **Das Besprengen und Kehren der Straßen.** Der eigentlichen Reinigung der Straßen geht bei trockenem Wetter das Begießen oder Besprengen voraus, das mit Gießkannen, Schläuchen oder mit Sprengwagen erfolgen kann.

Das Begießen mit Gießkannen eignet sich bloß für Fußwege.

Schläuche können nur bei Vorhandensein einer Druckwasserleitung in Frage kommen. Sie werden an das Steigrohr eines Hydranten angeschraubt, und der Strahl wird durch ein Mundstück geregelt. Um größere Strecken von einem Hydranten aus beherrschen zu können, bedient man sich der »Schlauchtrommelwagen«, von welchen der Schlauch sich auf eine gewisse Länge abwickeln läßt, oder man setzt den Schlauch aus einer Reihe etwa 2 m langer Blechröhren zusammen, deren Gelenke durch biegsame, 20 cm lange Gummischläuche gebildet werden, die auf Rollen mit lotrechten Drehachsen ruhen (s. Abb. 108) und daher leicht nach allen Richtungen bewegt werden können.

Abb. 108. Rollschlauch.



Die Sprengwagen können entweder Handsprengwagen oder einspännige, bzw. zweispännige, von Pferden gezogene Sprengwagen sein. Sie bestehen aus einem tonnenähnlichen Wassergefäß, das auf einem zwei- oder vierräderigen Wagengestell ruht und entweder durch eine wagerechte, mit Löchern versehene, durch ein Ventil vom Wagenlenker zu öffnende oder zu schließende Sprengröhre das Wasser während ihrer Fortbewegung auf die Straße fließen lassen, oder es durch turbinenartig gebaute Scheiben, die durch die Wagenräder in Umdrehung versetzt werden, oder endlich durch besondere Kasten mit Verteilkammern in größerer Breite auf die Straße schleudern (s. Abb. 109).

Abb. 109. MÜLLERscher Sprengwagen.



Statt des gewöhnlichen Brunnen- oder Leitungswassers ist in verschiedenen englischen Städten Meerwasser, also Salzwasser, namentlich beim Besprengen der Steinschlagstraßen, benutzt worden[73], wobei die Beobachtung ergab, daß nur ein Drittel der sonst erforderlichen Wassermenge nötig, und durch die sich bildende Salzkruste der Staub besser niedergehalten und die Straße bei trockener Witterung länger feucht erhalten wird.

Über die in neuerer Zeit zur Niederhaltung des Staubes und zur Verhinderung der Staubbildung auf Steinschlagstraßen erfolgte Verwendung von Erdöl, Rohpetroleum, Teer und anderen zähflüssigen Massen ist in § 11 unter 2, S. 116 berichtet worden.

Das Abziehen des Staubes sowie das Abschlämmen erfolgt, wenn es von Hand geschieht, bei Steinschlagstraßen in der für Landstraßen im § 11, S. 115 geschilderten Weise, nur muß auf die Reinigung der gepflasterten Übergänge an Straßenkreuzungen (s. § 15, S. 134) besondere Sorgfalt verwendet werden, weil diese schmalen Pflasterstreifen durch den von den Rädern mitgeschleiften Kot der angrenzenden Steinschlagstraßen meist stark verunreinigt sind. Die Reinigung der gepflasterten Straßen selbst dagegen macht weniger Mühe und ist einfacher, weil die Abnutzung und daher die Staubbildung auf ihnen nur eine sehr geringe gegenüber derjenigen auf Steinschlagstraßen ist.

Beim Holzpflaster und bei Asphaltbahnen wird, statt der einfachen Anwendung der Piassavabesen und der hölzernen und eisernen Krücken, ein vollständiges Abwaschen und dann ein Abschlämmen mit Gummischrubbern erforderlich. Diese bestehen aus einem beidseitig mit Gummistreifen besetzten Querholz, in dessen Mitte ein schräg gestellter Stiel zur Handhabung angebracht ist. Mit diesem Schrubber wird der auf der Straßenoberfläche beim Abwaschen sich bildende Schlamm streifenweise zur Seite geschoben und in die Abfuhrkarren geschaufelt.

Bei Frostwetter muß das Abwaschen unterbleiben, dagegen wird die sich bildende Schmutz- und Eiskruste, die sich auch durch Kehrmaschinen nicht beseitigen läßt, durch Schaber entfernt werden müssen, worauf eine Bestreuung mit Sand erforderlich wird, die auch bei feuchtem Wetter anzuraten ist. Ein Kubikmeter Sand genügt für eine Straßenfläche von etwa 3500 qm. In allen Fällen muß sich bei städtischen Straßen die Reinigung auch auf die Gossen erstrecken, damit das abfließende Wasser stets ungehindert in den Straßenkanal gelangen und nirgends eine Wasseranstauung entstehen kann.

3. **Die Abschlämm- und Kehrmaschinen** haben sich als vorteilhafter Ersatz der Handarbeit in größeren Städten immer mehr Eingang verschafft, da die Straßenreinigung durch sie nicht allein billiger, sondern auch rascher sich ausführen läßt.

a) Die Abschlämmaschinen (Abziehmaschinen, Kratzmaschinen) treten an die Stelle der Krücken und Kratzer und ermöglichen die Säuberung der Steinschlagbahnen von steif oder zäh gewordenem Kot. Für gepflasterte Straßen, auf denen man die Kotanhäufung nie so weit vorschreiten läßt, daß die Handarbeit oder die Kehrmaschine nicht ausreicht, eignen sie sich weniger, dagegen können sie auch auf Asphaltstraßen namentlich zur Schneebeseitigung (s. unten unter 4, S. 159) Verwendung finden. Auf Landstraßen wird die Abschlämmaschine nur bei ausgedehnteren Reinigungen, also namentlich zur Vorbereitung für die Aufbringung neuer Decklagen, angewandt.

Die Bauart der Abschlämmaschinen läßt sich auf diejenige der Planiermaschinen und der Wegehobel zurückführen. Sie besitzen schaufelartige, auf einer Achse nebeneinander sitzende Kratzschuhe, die sog. »Kratzschuhklaviatur«, welche mittels

[73]) S. Deutsche Bauztg. 1893, S. 47, und Zeitschr. f. Transportw. u. Straßenbau 1893, S. 560; 1894, S. 329 u. 360.

eines rechteckigen eisernen Rahmens mit einem zwei- oder vierräderigen Wagengestell so in Verbindung gebracht sind, daß sie durch Hebelvorrichtungen mehr oder weniger stark gegen die Straßenoberfläche gedrückt werden können und dadurch beim Vorwärtsfahren die Oberfläche abkratzen.

Die Abb. 110 und 111 zeigen eine zweiräderige Hand-Abschlämmaschine von SCHILLING in Helmstädt[74]). Der rechteckige eiserne Rahmen $a a a_1 a_1$ wird von einer Achse durchsetzt, an der mit Blättern versehene Muffen von 7 bis 11 cm Länge drehbar angebracht sind. An jedem Blatt ist ein eiserner Arm *b* befestigt, der nach unten sich biegend einen 8 cm breiten Kratzschuh *c* aus Hartguß trägt. Die an den Blättern befestigten Federn *d* stützen sich gegen eine Stange *e*, die dem Rahmen mehr oder weniger genähert und wodurch der Druck der Kratzschuhe auf die Straßenfläche der Zähigkeit des Kotes angepaßt werden kann. Die Breite der an der Radachse aufgehängten Kratzschuhklaviatur beträgt 0,91 m. Mittels eines Zuggurtes, den der Arbeiter um den Oberkörper schlingt und in den Haken *g* einhängt, erfolgt die Fortbewegung der Maschine, wobei der Arbeiter den Handgriff *i* erfaßt und dadurch das Heben der Klaviatur verhindert. Beim Leerlauf wird durch Erfassen des oberen Handgriffs *h* die Klaviatur gehoben und die Zuggurte in den Haken *f* eingehängt.

Abb. 110 u. 111. Handabschlämmaschine von SCHILLING.

Abb. 110. Querschnitt. M. 1 : 25.

Abb. 111. Grundriß.

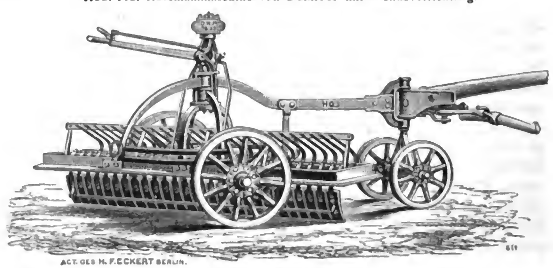
Das Reinigen erfolgt in Abteilungen von etwa 100 m Länge, indem zunächst die Maschine auf der Mitte der Bahn in der Längenrichtung fortbewegt wird. Ist ein 5 bis 10 m langer Streifen abgeschabt, so wird die Maschine eine kurze Strecke mit gehobener Klaviatur vorgeschoben und dann wieder in Tätigkeit gesetzt. Am Ende der Abteilung wird die Maschine gewendet und in gleicher Weise ein zweiter und dritter neben den vorhergehenden liegender Streifen abgeschlämmt, so daß der Schlamm in senkrecht zur Fahrbahn liegenden Bänken sich ansammelt, die schließlich in einzelne Haufen verwandelt werden, indem man die Maschine senkrecht zur Straßenrichtung arbeiten läßt.

Die Pferde-Abschlämmaschine unterscheidet sich durch eine größere Anzahl von Kratzschuhen (bis zu einer Arbeitsbreite von 1,5 m) und durch Schrägstellung der Klaviatur unter 45° zur Wagenachse, wodurch der Kot streifenweise je nach der Fahrrichtung rechts oder links geschoben wird und bei nochmaliger gleich gerichteter Befahrung der Strecke weiter verschoben und dann von Hand in Haufen zusammengekehrt werden kann. Das Andrücken bzw. Aufheben der Kratzschuhe geschieht vom Kutschbock aus mit Hilfe einer Zugstange, die mit einem Hebelwerk in Verbindung steht.

[74]) S. v. LAISSLE, Städtische Straßen, »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, 4. Aufl. 1907, I. Teil, Bd. IV, Kap. II, S. 325.

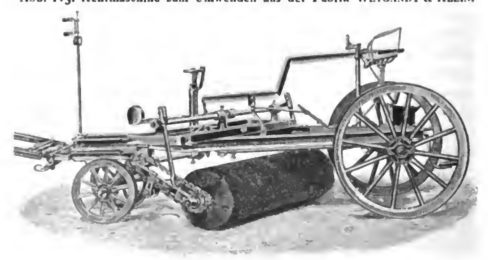
Die ersten Maschinen waren mit steif zur Radachse stehendem Rahmwerk gebaut. Dadurch lagerte sich bei der Rückfahrt der Kot auf der der Hinfahrt entgegengesetzten Seite ab. Um den Schlamm bei der Hin- und Herfahrt nur auf der einen Straßenseite ablagern zu können, ist daher die Möglichkeit einer Verstellung des Rahmwerks gegen die Radachse um 90° für die Rückfahrt erforderlich. Dies ist u. a. bei der in Abb. 112 dargestellten, zuerst von DÜRKOOP & CIE. in Braunschweig gebauten Maschine möglich [75].

Abb. 112. Abschlämmaschine von DÜRKOOP mit Wendevorrichtung.



b) Die **Kehrmaschinen** bestehen aus einem Radgestell, mit welchem eine schräg zur Wagenachse gestellte Bürstenwalze so in Verbindung gebracht ist, daß sie durch die Radachsen mittels Kegelrädern oder durch Kettengetriebe in drehende Bewegung gesetzt wird und den Staub oder Schmutz in Streifen zur Seite kehrt. Durch Anheben

Abb. 113. Kehrmaschine zum Umwenden aus der Fabrik WEYGANDT & KLEIN.



kann die Walze vom Kutschbock aus, oder bei Handkehrmaschinen durch den Führer außer Tätigkeit gesetzt werden.

Auch für die Kehrmaschinen hat man die Bürstenwalze um 90° umstellbar gemacht. Abb. 113 zeigt eine solche. Ferner hat zuerst A. HENTSCHEL [76] in Berlin nach D. R. P. 40953 mit den Kehrmaschinen eine Sprengvorrichtung verbunden, die sie zu

[75] Vgl. v. LAISSLE a. a. O. S. 327.

[76] S. Zentralbl. d. Bauverw. 1887, S. 466 u. 510.

einer »Straßenwaschmaschine« macht und bei Anwendung von heißem Wasser, das durch einen mit Koks heizbaren schmiedeeisernen Kessel im Wasserkasten hergestellt wird, auch als »Schneeschmelzmaschine« dienen kann.

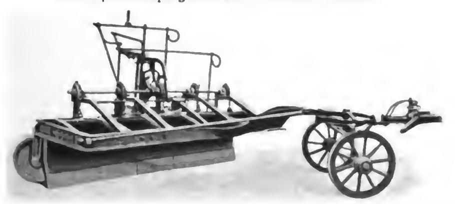
Kehrmaschinen mit Vorrichtungen zum Verladen und zur Aufnahme des Kehrichts sind gleichfalls hergestellt worden, werden aber sehr schwerfällig[77]). Als Leistung der Kehrmaschine können für gutes Pflaster 7000 qm, für Asphaltpflaster 8500 qm für die Stunde, als Tageskosten unter Berücksichtigung der Bürstenerneuerung 8,2 Mark angenommen werden[78]).

4. **Die Beseitigung von Schnee und Eis** verursacht den Städten in harten Wintern viel Kosten und Mühe. Die Handarbeit kann nur für kleine Strecken und geringe Schneemassen, bei Säuberung der Fußwege, bei Entfernung des Eises aus den Gräben und Abzugsrinnen und aus den Spurrillen der Straßenbahnen mit Hilfe der bekannten Schneeschaufeln und der Eiskratzer in Frage kommen.

Kehrmaschinen können noch bei 5 cm Dicke der Schneeschicht wirken. Bei größeren Schneemassen dagegen werden Schneeschlitten oder Schneepflüge (s. Abb. 46, S. 168) verwendet, die, in der Regel von Pferden gezogen, gewissermaßen im weichen Schnee eine Bahn pflügen, indem der zu massenhaft vorhandene Schnee zur Seite gedrückt wird.

Statt solcher Keilschlitten sind mit Vorteil auch den Abziehmaschinen ähnliche Schneepflüge (s. Abb. 114) hergestellt worden.

Abb. 114. Schneepflug der Fabrik WEYGANDT & KLEIN.



Die größten Kosten verursacht aber die Abfuhr der von den Schneepflügen oder auf andere Weise zur Seite der Straße angehäuften Schneemassen, wenn man sie zur Stadt hinaus auf entfernter gelegene Abladeplätze fahren muß und nicht, wie dies auf den Landstraßen geschieht, sie einfach sich selbst überlassen kann.

Wo Flußarme oder offene Kanäle die Stadt durchziehen, kann man aus den nahe gelegenen Straßen die Schneemassen in diese hineinwerfen. Wenn die unterirdischen Entwässerungskanäle mit genügend großem Querschnitt angelegt sind, können die Schneemassen, wie in Frankfurt a. M. und in Köln a. Rh., auch in die Kanalschächte geworfen werden. Die Verflüssigung durch Streusalz, wie sie in Paris in großem Maßstabe versucht wurde, hat zu große Nachteile für die Hufe der Zugtiere, für das Schuhwerk, sowie für eiserne Brücken oder sonstige eiserne Unterbauten gezeigt. Auch stehende oder fahrbare Schmelzvorrichtungen haben sich nicht bewährt.

5. **Die Unterhaltung städtischer Straßen** hängt wesentlich von der Art der Straßenbefestigung ab.

[77]) S. u. a. Zeitschr. f. Transportw. u. Straßenbau 1893, S. 217.

[78]) S. v. LAISSLE a. a. O. S. 334.

a) Die Steinschlagstraßen sind im allgemeinen in gleicher Weise wie die Landstraßen (s. § 11, S. 114) zu unterhalten, nur wird eine noch größere Sorgfalt auf die Erhaltung einer gleichmäßig guten Oberfläche zu verwenden sein, was zu häufiger Erneuerung der stets wieder einzuwalzenden Decklage führt. Auch ist für die Decklage nur das beste Steinmaterial (s. § 11, S. 114) zu verwenden. Das Aufrauhen der Straßenoberfläche vor dem Aufbringen der neuen Decklage kann, wie bei Landstraßen, von Hand geschehen, oder es werden, um Zeit und Arbeitskräfte zu sparen, sog. »Straßeneggen« oder »Straßenaufreißer« dazu benutzt, die, den Feldeggen ähnlich, mittels starker Zinken in den Straßenkörper eingreifen, wodurch beim Vorwärtsfahren Furchen entstehen und der Zusammenhang des zusammengepreßt gewesenen Schotters aufgehoben wird. Während aber bei den Feldeggen die Zinken fest sitzen, können die bei der Straßenegge in einem fahrbaren Gestell angeordneten Zinken durch Kurbel- und Hebelvorrichtungen gehoben und gesenkt, also in ihrer Stellung der Dicke der aufzureißenden Decklage angepaßt werden[79]).

b) Beim Steinpflaster sind, wenn es sorgfältig und aus gutem Material hergestellt ist, die Unterhaltungsarbeiten geringfügig und beschränken sich auf das Ersetzen einiger zerdrückter Steine oder auf die Ausbesserung entstandener muldenförmigen Senkungen oder beulenartigen Erhebungen, sowie auf die in gewissen Zeiträumen sich wiederholenden Neupflasterungen, die je nach der Verkehrsgröße in 6 bis 18 Jahren erforderlich werden können, wobei das Reihenpflaster ein ein- bis zweimaliges Umwenden gestattet. Am meisten Schwierigkeiten bereiten diejenigen Wiederherstellungen des Pflasters, die infolge von Verlegungen neuer Leitungsnetze oder Ausbesserungen schadhaft gewordener Leitungen notwendig werden, weil es nicht möglich ist, den aufgegrabenen Boden in gleicher Dichte wie vorher festzustampfen, so daß sich stets an solchen Stellen nach einiger Zeit Senkungen zeigen, die zu erneuten Ausbesserungsarbeiten Veranlassung geben.

c) Das Holzpflaster bedarf sehr häufiger Ausbesserungen. Schon in den ersten Jahren nach der Herstellung müssen einzelne durch innere Fäulnis zerstörte Klötze herausgehoben und durch neue ersetzt werden. Nach 4 bis 5, längstens nach 7 Jahren wird bei weicheren Holzarten eine vollständige Umpflasterung erforderlich, weil ein Umwenden der Klötze neben teilweiser Erneuerung die Arbeit nicht lohnt.

d) Die Asphaltstraßen erfordern am wenigsten Unterhaltungsarbeiten, die bei kleineren Abbröckelungen oder Wellenbildungen außerdem leicht zur Nachtzeit, also ohne Verkehrsstörung, vorgenommen werden können. Sie bestehen in der Erweichung der Oberfläche mittels erhitzter Bleche, im Abkratzen loser Teile und im Einstampfen von frischem heißen Asphaltsteinpulver. Für derartige Flickarbeiten muß ebenso wie für das Aufbringen einer neuen Asphaltschicht trockenes Wetter abgewartet werden. Ein vollständiges Umbrechen der Asphaltschicht infolge zu starker Abnutzung und die Herstellung einer vollständig neuen Asphaltdecke braucht bei natürlichem Asphalt und bei guter, sorgfältiger Arbeit nicht vor 12 bis 20 Jahren zu erfolgen, wenn nicht durch zu schweren Frachtverkehr, für welchen gutes Steinpflaster geeigneter erscheint, die Abnutzung eine entsprechend stärkere wird.

Bezüglich der Unterhaltung der Fußwege, die in der Regel den Hausbesitzern obliegt, sowie bezüglich der Unterhaltungskosten städtischer Straßen kann auf die Zusammenstellung im Handb. d. Ing.-Wissensch., 4. Aufl. 1907, I. Teil, Bd. IV, Kap. II, S. 357 verwiesen werden.

[79]) Vgl. v. Laissle, Städtische Straßen, »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, 4. Aufl. 1907, I. Teil, Bd. IV, Kap. II, S. 349.

III. Kapitel.

Eisenbahnbau.

Bearbeitet von

H. Wegele,

ord. Professor der Ingenieur-Wissenschaften an der technischen Hochschule zu Darmstadt,
Kgl. Preuß. Eisenbahn-Bau- und Betriebsinspektor a. D.

(Mit 511 Abbildungen.)

A. Einleitung.

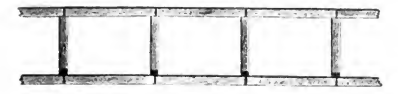
§ 1. Übersicht der geschichtlichen Entwicklung der Eisenbahnen.

1. Entwicklung des Gleises. Als die eigentlichen Vorläufer der Eisenbahnen müssen die von altersher[1]) in deutschen Bergwerken gebräuchlichen und später nach England übertragenen Spurbahnen angesehen werden. Zunächst freilich blieben allerdings diese Spurbahnen auf die Bergwerke beschränkt. Die ersten Spuren des Gleisbaues auf Straßen finden sich 1620 in England, wo man die grundlosen Wege zur Erleichterung der Kohlenbeförderung von den schottischen Kohlengruben nach der Wasserstraße mit hölzernen Bohlenbahnen, das ist mit Karrenfahrten, zu verbessern suchte, wie sie heute noch beim Erdbau üblich sind.

Abb. 1 u. 2. BEAUMONTS Holzbahn.
Abb. 1. Querschnitt. M. 1 : 20.



Abb. 2. Grundriß. M. 1 : 200.

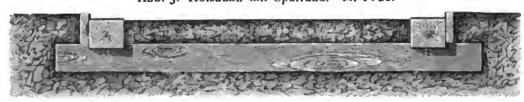


Die Entfernung dieser Bohlenstränge bestimmte sich durch die übliche Spurweite der damaligen gewöhnlichen Straßenfuhrwerke. Weiter entwickelte sich hieraus durch Anbringung von Querhölzern (Abb. 1 u. 2), auf denen die Längsbohlen genagelt wurden, ein zusammenhängendes Gleis, welches zunächst jedoch nur zur Unterstützung der Last und zur Verminderung der Reibung diente.

[1]) Nachweislich vor 1556; vgl. A. HAARMANN, Das Eisenbahngeleise, Leipzig 1891, dem auch die Abb. 1 u. 2 entnommen sind.

Um die Abnutzung des Holzes zu vermindern, wurden die Bohlen dann mit eisernen Bändern beschlagen. Es ist anzunehmen, daß sich mit der hierbei erzielten größeren Glätte der Bahn auch das Bedürfnis einer Führung für die Räder der zunächst einachsigen, dann zweiachsigen, von Pferden bewegten Fahrzeuge ergab. Diese Führung wurde durch an die Fahrhölzer an den Außenseiten genagelte erhöhte, einen Rand bildende Bohlen hergestellt, welche ebenfalls mit Bandeisen beschlagen wurden (Abb. 3)[2].

Abb. 3. Holzbahn mit Spurrand. M. 1 : 20.



Hiermit waren die eigentümlichen Eigenschaften der Eisenbahn gegenüber der Straße vollständig. Ein beliebiges Ausweichen der Fahrzeuge wie auf der Straße war nicht mehr möglich, und es mußten hierfür an bestimmten Stellen besondere Vorkehrungen getroffen werden. Dasselbe Fahrzeug konnte jedoch noch auf Eisenbahn und Straße verkehren.

Um das Gleis widerstandsfähiger gegen Abnutzung zu machen, stellte man im Jahre 1767 die Laufflächen aus verhältnismäßig kurzen gußeisernen, 1,5 m langen Platten mit niedrigen Rändern her, welche man auf die Längshölzer nagelte (Abb. 4).

Abb. 4. Reynolds gußeiserne Flachschienen. M. 1 : 5.

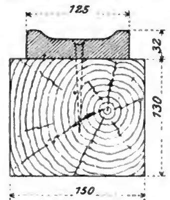
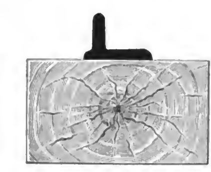


Abb. 5. Gußeiserne Winkelschiene von Curr. M. 1 : 5.



Diesem gußeisernen Schienenspurweg folgte 1776 die gußeiserne Winkelschiene, anfangs auf Längshölzern (Abb. 5), später auf Querhölzern oder einzelnen Steinunterlagen in gewissen Entfernungen befestigt. Hierbei waren die Spurränder an der Außen- oder Innenseite der Schienen angegossen.

Mit der 1789 erfolgten Einführung der den Bergwerksschienen entnommenen, sich zwischen den Stützpunkten auf 1,2 m freitragenden, aufrechtstehenden gußeisernen Kopf- und Stegschiene (Abb. 6) mußte die Führung der Fahrzeuge den Rädern übertragen und diese mit Spurkränzen versehen werden. Damit vollzog sich die Trennung des Bahnverkehrs vom Straßenverkehr.

Abb. 6. Jessopsche gußeiserne Stegschiene.

Der pilzförmige Schienenquerschnitt wurde durch die Ausgestaltung der zunächst üblichen gleich hohen Schiene zur Fischbauchschiene (Abb. 7[3]) u. 8, S. 163) nicht wesentlich geändert, wohl aber war sie die Veranlassung zur Anordnung der Schienenstühle, in welchen die Schienenenden aufgelagert wurden.

[2]) Die Abb. 3, 5, 6, sowie 16—18 sind dem »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, Bd. V, Kap. IV, bearbeitet von Geh. Baurat A. Blum, entnommen.

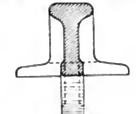
[3]) Die Abb. 7, 10, 14, 15, sowie 19—21 sind dem »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, Bd. V, Kap. I, bearbeitet von Dipl.-Ing. Prof. Alfred Birk, entnommen.

Die Brüchigkeit des Gußeisens führte schließlich 1803 zu Versuchen mit schmiedeeisernen, 0,6 m langen Schienen zunächst von quadratischem Querschnitt von 38×38 mm, mit schräg überblatteten Enden in Stühlen auf Steinwürfeln gelagert. Später wurden hochkantig gestellte, rechteckige schmiedeeiserne Schienen verwendet.

Abb. 7 u. 8. Fischbauchschiene.
Abb. 7. Ansicht. M. 1 : 10.



Abb. 8. Querschnitt. M. 1 : 5.



Im Jahre 1794 wurde in Südwales die erste Eisenbahn für den öffentlichen Verkehr eröffnet, der zu Anfang des 19. Jahrhunderts ebensolche mit Pferden betriebene Bahnen für den Personen- und Güterverkehr in Frankreich, Österreich und Deutschland, zuletzt in Nordamerika folgten.

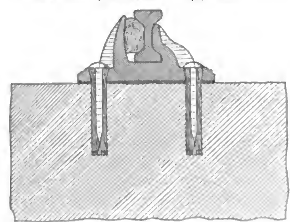
Unterdessen gab die Erfindung der Dampflokomotive und die Eröffnung der ersten Lokomotivbahn 1825 in England von Stokton nach Darlington, sowie in der Folge im Jahre 1829 die berühmte Wettfahrt zu Rainhill, bei welcher GEORGE STEPHENSON den Sieg davontrug und der Beweis für die Möglichkeit der Beförderung ansehnlicher Lasten mit einer erheblichen Geschwindigkeit erbracht wurde, Anlaß zu einem ungeahnten Aufschwung des Bahnbaues für den öffentlichen Verkehr nicht nur in England, sondern auch in Europa und Amerika und zu einer lebhaften Entwicklung der Schienenformen. Der erste Versuch, die STEPHENSONsche Lokomotive nach Amerika zu verpflanzen, scheiterte z. B. an dem zu schwachen Gleise, das aus Flacheisenschienen auf hölzernen Langschwellen bestand.

Nachdem es schon 1820 BERKINSHAW gelungen war, pilzförmige Schienen (Abb. 9) zu walzen, war es GEORGE STEPHENSON, welcher die Bedeutung eines widerstandsfähigen Gleises erkannte und 1825 beim Bau der ersten Lokomotivbahn die Verwendung der gewalzten pilzförmigen, 4,57 m langen, auf Steinwürfeln verlegten Schienen durchsetzte. Diese erhielten zunächst durch Bearbeitung eine Fischbauchform, später erst ließ man der Stegschiene auf der ganzen Lange die gleiche Höhe.

Abb. 9. Gewalzte Schiene von BERKINSHAW. M. 1 : 5.



Abb. 10. ROBERT STEPHENSONsche Stuhlschiene auf Steinwürfeln (Taunusbahn 1840). M. 1 : 10.



Aus der Pilzschiene entwickelte sich 1838 die noch heute in England übliche Doppelkopfschiene nach ROBERT STEPHENSON (Abb. 10) in Stühlen und auf Holzquerschwellen[4]). Nur der mit dieser Form angestrebte Vorteil der Umwendbarkeit der Schiene hat sich nicht verwirklicht, weshalb man zu der Form nach Abb. 18, S. 164, übergegangen ist.

[4]) Später auch auf Steinwürfeln, wie bei der Taunusbahn.

Auch die Schienen der am 7. Dezember 1835 eröffneten ersten Lokomotiveisenbahn von Nürnberg nach Führt[5]) hatten einen pilzförmigen Querschnitt (Abb. 11). Diese Schienen waren schon in Deutschland selbst hergestellt, 12 kg/m schwer, 4,71 m lang und in gußeisernen Stühlen auf Steinwürfeln gelagert; nur auf einer kurzen Strecke ruhten sie auf hölzernen Querschwellen (Abb. 12).

Abb. 11. Stuhlschienenoberbau Nürnberg-Fürth. M. 1 : 4.

Abb. 12. Bahnkörper Nürnberg-Fürth. M. 1 : 100.

Abb. 13. Breitfüßige Schiene von VIGNOLES. M. 1 : 5.

Abb. 14 u. 15. Breitfußschiene auf Holzquerschwellen. M. 1 : 10.

Abb. 14. Querschnitt.

Abb. 15. Ansicht.

Abb. 16. Schiene mit birnförmigem Kopf.

Abb. 17. Schiene mit unterschnittenem Kopf.

Abb. 18. Bullenkopfschiene.

In dem holzreichen Amerika hatte sich inzwischen neben den Pilzschienen der Oberbau mit Flachschienen auf hölzernen Langschwellen ausgebreitet und entwickelt. Dort wurden 1832 von STEVENS die ersten **Breitfußschienen** erfunden und eingeführt. Sie gestatten eine unmittelbare Befestigung auf den Holzschwellen. Allerdings mußten dieselben zunächst noch in England gewalzt werden.

Auf dem europäischen Festland wurden die Stuhlschienen bald durch die breitfüßigen Schienen (Abb. 13), welche von dem Ingenieur VIGNOLES 1836 nach England gebracht worden waren, verdrängt. In Deutschland wurden sie zuerst 1838 nach Abb. 14 auf der Leipzig-Dresdener Bahn auf Holzquerschwellen verlegt. Die Gestalt hat sich mit der Zeit erheblich geändert.

Der **birnförmige Schienenkopf** (Abb. 16) wurde durch Schienen mit **unterschnittenen Köpfen** (Abb. 17), welche eine bessere Laschenanlage gestatteten, ersetzt.

Die Form der VIGNOLESschen Schiene läßt bei großer Tragfähigkeit ein geringes Schienengewicht zu und gestattet die Anwendung starker Laschen. Der zuerst gebräuchliche feste Schienenstoß ohne Laschen (s. Abb. 15) wurde weiterhin durch Flachlaschen verstärkt und an seine Stelle trat später der in der Mitte zwischen zwei Schwellen liegende schwebende Stoß.

Seit dem Jahre 1840 hat sich in der äußeren Form der Stuhlschiene sowohl als der Breitfußschiene wenig geändert.

[5]) S. H. WEGELE, »Zur 50jährigen Jubelfeier der ersten deutschen Lokomotiveisenbahn zwischen Nürnberg und Fürth« im Zentralbl. d. Bauverw. 1885, S. 506, dem auch Abb. 12 entnommen ist.

Im Jahre 1850 wurde von dem Verein Deutscher Eisenbahnverwaltungen die Breite des Schienenkopfes zu 59 mm und der Halbmesser seiner Wölbung zu 131 bis 183 mm, die Höhe der Schiene > 105 mm, sowie der größte Raddruck zu 6 t festgesetzt und die Schienenneigung mit 1 : 20 angenommen.

Das Gewicht für das Meter hat sich im Laufe der Zeit mit der Zunahme der Betriebsbeanspruchungen, der Geschwindigkeit, des Raddruckes der Lokomotiven und der Verkehrsdichtigkeit erheblich, in Deutschland von $12\frac{1}{4}$ bis 15 auf 47 kg erhöht, d. h. etwa vervierfacht. Damit haben die Höhe und die Abmessungen des Querschnitts im allgemeinen und namentlich mit dem Fortschritt der Walztechnik die Längen von 4,7 auf 12 bis 15 m zugenommen. An die Stelle des Schmiedeeisens trat der leistungsfähigere Flußstahl. Hierdurch ist nicht nur die Wirtschaftlichkeit, sondern auch die Sicherheit des Betriebs erheblich erhöht worden.

Unter den verschiedenen übrigen, zeitweise verwendeten Oberbauarten, auf die hier nicht näher eingegangen werden kann, haben sich nur der Stuhlschienenoberbau auf Querschwellen oder Einzelstützen und die Breitfußschienen auf hölzernen und eisernen Querschwellen dauernd bewährt. Als Grundform der eisernen Querschwelle ist die aus dem Jahre 1864 stammende französische VAUTHERINschwelle (Abb. 19 und 20) zu bezeichnen, welche jedoch später widerstandsfähigeren Formen Platz machen mußte. Dagegen kommt der Langschwellenoberbau, wie z. B. die seinerzeit verbreitet gewesene Bauart HILF (Abb. 21), für Haupt- und Nebenbahnen nicht mehr in Betracht.

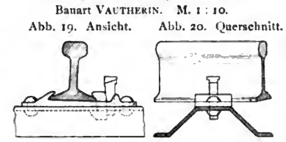


Abb. 19 u. 20. Eisenquerschwelle, Bauart VAUTHERIN. M. 1 : 10.
Abb. 19. Ansicht. Abb. 20. Querschnitt.

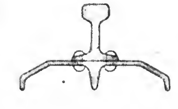


Abb. 21. Eisenlangschwelle, Bauart HILF.

2. Die Spurweite. Mit der Entwicklung des Gleises hat auch die Spurweite Wandlungen erlitten. Die Holzschienengleise in den englischen Kohlengruben hatten um die Mitte des 18. Jahrhunderts eine Spur von 4′ (= 1219 mm), welche mit Einführung der gußeisernen Schienen auf 3′ und 2′ (610 mm), bei der CURRschen Winkelschiene auf 572 mm herabsank. Im Jahre 1800 stieg die Spurweite bei der Merthyr-Tydfil-Bahn zwischen den außen angeordneten Spurrändern auf 5′ = 1524 mm, wahrscheinlich mit Rücksicht auf das gewöhnliche Straßenfuhrwerk, bei dem der Abstand der beiden Räder 4′ 6″ = 1372 mm betrug. Diese Spurweite wurde auch auf Bahnen für Spurkranzräder übertragen und so auch von G. STEPHENSON für seine erste Eisenbahn angenommen, dann aber mit Rücksicht auf den Bau seiner Lokomotiven auf 4′ $8\frac{1}{2}$″ = 1435 mm erweitert.

Etwa 20 Jahre dauerte es, bis sich in England diese Spur gegen die vielfach benutzten größeren Spurweiten behauptete. Viele Ingenieure hatten das STEPHENSONsche Maß für den Bau der Lokomotiven und deren Standfähigkeit zu gering gehalten und es mehr oder weniger, bis zu 7′ = 2,134 m, vergrößert. Für die ersten Eisenbahnen auf dem europäischen Festlande wurden die Lokomotiven, oft sogar auch die Wagen und Schienen, aus England bezogen, und mit diesen kam die STEPHENSONsche Spurweite und verbreitete sich auf dem Festland, und so auch in Deutschland. In Rußland dagegen behauptete sich das breitere Spurmaß mit 5′ = 1524 mm.

Neben den Reibungsbahnen mit Dampfbetrieb, die im weiteren allein einer eingehenden Behandlung unterzogen werden sollen, haben sich eine Anzahl von außergewöhnlichen Anordnungen entwickelt. Hand in Hand mit der fortschreitenden Ausnutzung und Erzeugung, sowie Fortleitung der zur Verfügung stehenden mechanischen

Kräfte und der Ausbildung der Bahn, entsprechend der Eigenart der Örtlichkeit und des Zweckes. So sehen wir in erster Linie für Bergbahnen die Steil- und Seilbahnen eine fortschreitende Ausdehnung gewinnen und den elektrischen Betrieb den Wettbewerb mit dem Dampf aufnehmen.

Auch dem raschen Anwachsen der Großstädte und ihres Verkehrs haben die Straßenbahnen nicht mehr genügen können, weshalb sich der Ausbau von Stadtbahnen mit dichter Zugfolge als ein Bedürfnis ergeben hat, für welche die Freihaltung der Straßen Bedingung war. Hinsichtlich der übrigen noch in Frage kommenden Bau- und Betriebsarten sei auf die »Einteilung der Eisenbahnen« im § 2 hingewiesen.

B. Einteilung und Gestaltung der Eisenbahnen.

§ 2. Begriff und Einteilung der Eisenbahnen. Vorschriften und Bestimmungen.

1. Begriff der Eisenbahnen. Mit dem Begriff der Eisenbahn ist die Anwendung der Dampfkraft so eng verbunden, daß er häufig auf Dampfbahnen beschränkt wird. Da aber neuerdings insbesondere die Elektrizität im Bahnbetriebe selbst auf Hauptbahnen erfolgreich in Wettbewerb tritt und auch andere Kräfte vielfach in Anwendung kommen, erscheint eine Begriffsbestimmung, wie sie eine Entscheidung des deutschen Reichsgerichts vom 17. März 1897 gegeben hat, umfassender und zutreffender.

»Eine Eisenbahn ist danach ein Unternehmen, gerichtet auf wiederholte Fortbewegung von Personen und Sachen über nicht ganz unbedeutende Raumstrecken auf metallener Grundlage, welche durch ihre Konsistenz, Konstruktion und Glätte den Transport großer Gewichtsmassen bzw. die Erzielung einer verhältnismäßig bedeutenden Schnelligkeit der Transportbewegung zu ermöglichen bestimmt ist und durch diese Eigenart, in Verbindung mit den zur Erzeugung der Transportbewegung benutzten Naturkräften (Dampf, Elektrizität, tierischer oder menschlicher Muskeltätigkeit, bei geneigter Ebene der Bahn auch schon der eigenen Schwere der Transportgefäße und deren Ladung), beim Betriebe des Unternehmens auf derselben eine verhältnismäßig gewaltige Wirkung zu erzeugen fähig ist.«

In einfachster Weise kann man sagen: Eisenbahnen sind Verkehrswege mit eiserner Spurbahn. Durch letztere wird die Zwangsläufigkeit der Bewegung erzielt[6].

2. Einteilung der Eisenbahnen. Man teilt die Eisenbahnen ein:

A. Nach der Art der Bewegung[7]:

1. Die Kraftquelle begleitet den Zug und die Bewegung erfolgt:
   a) durch animalische Kraft (Bahnen mit Handbetrieb, Pferdebahnen),
   b) durch mechanische Kräfte (Lokomotivbahnen, durch Dampf, Elektrizität, Preßluft, Gas-, Petroleum- usw. betrieben).
2. Die Bewegung erfolgt ohne mitfolgende Kraftquelle:
   a) durch die Schwerkraft (Bergbahnen mit Seilbetrieb),
   b) durch Kraftübertragung von einem festen Punkt aus:
      α) die Übertragung der Kraft erfolgt durch Rohrleitungen (Wasser- oder Luft-, Über- oder Unterdruck),
      β) mittels Treibseilen (Bergbahnen, Reibungsbahnen mit Seilbetrieb, Kabelbahnen),
      γ) durch elektrischen Strom (ober- oder unterirdische Zuführung).

[6] Vgl. LAUNHARDT, Am sausenden Webstuhl der Zeit. Leipzig 1900, S. 50.

[7] Vgl. GOERING in OTTO LUEGERS »Lexikon der gesamten Technik«, Bd. III, S. 272.

B. Nach der Lage des Fahrzeugs zur Bahn und der Art der Fortbewegung auf den Schienen.

1. Die Fahrzeuge bewegen sich über der Bahn:
   a) die Bahn besteht aus 2 Schienen.
      α) Reibungsbahnen. Die gewöhnliche Reibung zwischen Rad und Schiene genügt.
      β) Die Reibung ist durch besondere Anordnungen vergrößert:
         α_1) Mittelschiene mit Klemmrädern,
         β_1) Zahnstange zwischen der Schiene, entweder auf der ganzen Strecke oder nur auf besonders steilen Strecken (reiner oder gemischter Betrieb).
   b) die Bahn besteht nur aus einer Schiene. (BRENNANsche Einschienen- oder Kreiselbahn.)
2. Das Fahrzeug umgreift die Bahn oben und beiderseits mittels unterer wagerechter oder schräggestellter Führungsrollen:
   a) es sind 2 Schienen (FELL),
   b) es ist nur eine Schiene angeordnet (LARTIGUE).
3. Das Fahrzeug hängt unter der Bahn (Schwebebahnen).
   a) Es sind 2 Schienen oder auch nur eine solche vorhanden (LANGENsche Schwebebahn Elberfeld),
   b) die einzige Schiene wird durch ein Drahtseil gebildet:
      α) BLEICHERTsche Anordnung mit am Tragseil aufgehängtem Fördergerät und mit besonderem Zugseil,
      β) englische Anordnung mit 1 Seil (HODGSON).

C. Nach der Beschaffenheit des Geländes: Flachlands-, Hügellands-, Gebirgs- und Bergbahnen.

D. Nach der Führung der Linie:

Nach der Lage der Linie zum Bahnnetz: Anschluß-, Zweig-, Verbindungsbahnen. Sack- oder Stichbahnen, Parallelbahnen.
Ring-, Gürtel-, Quer-, Transversal und Radialbahnen.

E. Nach dem Verkehrszweck:
   a) für den öffentlichen Verkehr,
   b) für Privatzwecke: Anschlußbahnen, Industrie-Schleppbahnen, Arbeitsbahnen, Feldbahnen, Waldbahnen, Grubenbahnen, Moorkulturbahnen, Militärbahnen für Versuchszwecke und militärische Beförderungen.

F. Nach dem engeren oder weiteren Verkehrsbezirk: Fernbahnen, Vorortbahnen, Stadtbahnen.

Die Stadtbahnen zerfallen nach Lage zu den Straßen in:
   a) Straßenbahnen.
   b) Hochbahnen (Berliner Stadtbahn, Elberfelder Schwebebahn, Berliner Hoch- und Untergrundbahn).
   c) Unterpflasterbahn (Berliner Hoch- und Untergrundbahn).
   d) Untergrundbahnen (Londoner Untergrundbahnen (1860) und Berliner Spreetunnel).

G. Nach der Art der Verwaltung: Reichseisenbahnen, Staatseisenbahnen, Militäreisenbahnen, Kreisbahnen, Gemeindebahnen, städtische Bahnen, Privatbahnen.

H. Nach der Art des Baues:
   a) nach der Spurweite:
      α) Vollspur- oder Vollbahnen,

β) Schmalspurbahnen;

b) nach der Zahl der Gleise: eingleisige, doppelgleisige, mehrgleisige Bahnen.

J. Nach der Art des Baues und Betriebs und den gesetzlichen Vorschriften oder Vereinbarungen:

a) Hauptbahnen, c) Lokalbahnen, und unter diesen in Preußen,
b) Nebenbahnen, d) Kleinbahnen.

Der Verein Deutscher Eisenbahnverwaltungen[8]) unterscheidet, wie zu a bis c, Haupteisenbahnen, Nebeneisenbahnen und Lokaleisenbahnen, und auf diese Einteilung beziehen sich die von dem Verein herausgegebenen »Technischen Vereinbarungen über den Bau und die Betriebseinrichtungen der Haupt- und Nebeneisenbahnen« (abgekürzt T. V.), sowie die »Grundzüge für den Bau und die Betriebseinrichtungen der Lokaleisenbahnen« (abgekürzt Gz. f. L.)[9]). Diese Einteilung des Vereins Deutscher Eisenbahnverwaltungen nimmt auf Bahnen, welche nicht Dampf- und Reibungsbahnen sind, also namentlich auf elektrische, keine Rücksicht.

a) Hauptbahnen. Bei den Hauptbahnen unterscheidet man solche ersten und solche zweiten Rangs. Die ersteren, die man auch als Weltbahnen bezeichnet, dienen dem internationalen durchgehenden Verkehr, letztere sind mehr auf den örtlichen Verkehr angewiesen.

Die erstgenannten Bahnen, bei denen örtliche Rücksichten in den Hintergrund treten, weisen geringe Neigungen und große Krümmungshalbmesser, meist zwei Gleise, sowie einen schweren Oberbau [auf unter möglichster Vermeidung von Schienenkreuzungen und Wegübergängen in Schienenhöhe, die auf alle Fälle durch Schranken abzuschließen sind. Der Betrieb erfolgt mit schweren Maschinen bei großer Geschwindigkeit; der Verkehr und die Zugzahl sind erheblich; alle Gattungen von Zügen, namentlich Luxus-, D- und Schnellzüge, werden gefahren. Die Strecken sind mit einem ausgebildeten Signal- und Sicherungswesen versehen, die Bahnhöfe erhalten Bahnsteigsperre.

Beispiele von Weltbahnen: Berlin—Eydtkuhnen, Berlin—Hamburg, Berlin—Hannover—Köln a. Rh., Köln—Frankfurt—Basel, Mainz—Aschaffenburg—Nürnberg—Wien. Beispiele von Hauptbahnen zweiten Ranges: Leipzig—Dresden, Stettin—Breslau, Würzburg—Stuttgart.

Die Hauptbahnen zweiten Ranges zeigen stärkere Neigungen und schärfere Krümmungen, sind nur mit einem mittelschweren Oberbau ausgerüstet, haben geringere Zugzahlen und wenige oder auch keine Schnellzüge, oft nur ein Gleis oder doch nur ein zweigleisiges Planum.

b) Nebenbahnen. Unter Nebenbahnen verstehen die technischen Vereinbarungen vollspurige, mittels Dampfkraft durch Lokomotiven betriebene, dem öffentlichen Verkehr dienende Eisenbahnen, auf welche Betriebsmittel der Haupteisenbahnen übergehen können, bei denen aber nach der B. O. vom 1. 5. 05 die Fahrgeschwindigkeit von 50 km, nach T. V. noch 40 km, in der Stunde an keinem Punkte der Bahn überschritten werden darf, und für welche, der geringeren Geschwindigkeit und dem auf ihnen zu führenden einfacheren Betrieb entsprechend, erleichternde Bestimmungen Platz greifen dürfen. Die B. O. läßt in § 9 für Nebenbahnen auch Schmalspurbahnen mit einer Spurweite von 1,00 m oder 0,75 m zu.

---

[8]) Zum Verein Deutscher Eisenbahnverwaltungen gehören sämtliche deutschen, österreichischen und ungarischen, die luxemburgischen, einige holländische, belgische, die rumänischen Staatsbahnen und die Warschau-Wiener Eisenbahn mit 96484 km Betriebslänge am 1. Januar 1905.

[9]) Beide erschienen Wiesbaden 1897.

Die Nebenbahnen dienen dazu, weniger dicht bevölkerte Gegenden aufzuschließen und mit den Hauptbahnen zu verbinden. Sie berühren möglichst viel Orte, ohne dabei einige Umwege zu scheuen. Es sind stärkere Steigungen und kleinere Halbmesser der Krümmungen zugelassen, daher auch geringere Erdarbeiten und weniger Kunstbauten erforderlich; das Planum ist schmäler und der Oberbau der leichteren Lokomotiven halber gleichfalls leichter. Wegübergänge in Schienenhöhe ohne Schrankenabschluß sind im allgemeinen zulässig. Die Zugzahl und Zuglänge ist meist gering, oft verkehren gemischte Züge. Die Bahnhöfe sind in der einfachsten Weise ausgestattet, wie auch der Betrieb so sparsam wie möglich geführt wird. Das Signalwesen beschränkt sich auf das Notwendigste.

Beispiele: Simmern—Morbach—Hermeskeil auf dem Hundsrück; Homburg—Usingen im Taunus; Mörlenbach—Wahlen im Odenwald; Templin—Prenzlau in der Uckermark; Hirschberg—Schmiedeberg—Landeshut in Schlesien.

c) Lokaleisenbahnen. Unter Lokaleisenbahnen verstehen die Grundzüge voll- oder schmalspurige Bahnen untergeordneter Bedeutung, welche dem öffentlichen Verkehr, jedoch vorwiegend dem Nahverkehr zu dienen haben, mittels Maschinenkraft betrieben werden, und bei welchen in der Regel die Fahrgeschwindigkeit, 30 km in der Stunde, an keinem Punkte der Bahn überschritten werden darf. Die Möglichkeit des Hauptbahnwagenübergangs auf an Haupt- oder Nebenbahnen anschließende Lokalbahnen wird in den Grundzügen empfohlen. Auch die »Kleinbahnen« (siehe unter d), welche nur durch ihre geringere Verkehrsbedeutung gekennzeichnet sind, gehören zu den Lokaleisenbahnen.

Die Lokaleisenbahnen sind auch den Nebenbahnen gegenüber in Bau und Betrieb noch erheblich einfacher gestaltet, lassen vor allem noch kleineren Halbmesser, namentlich bei den schmaleren Spuren, zu. So können sie noch mehr als die Nebenbahnen die Saugadern des Verkehrs für die höheren Bahngattungen, besonders auch im Gebirge, bilden und zum Anschluß gewerblicher Anlagen dienen.

Sämtliche drei Gruppen a—c, von Bahnen unterliegen in Preußen dem Gesetz vom 3. 11. 1838 über Eisenbahnunternehmungen, während die Reichsbestimmungen eine Trennung von Neben- und Lokalbahnen nicht vorsehen.

d) Kleinbahnen. Der Begriff dieser Bahngattung ist in Preußen durch das Gesetz vom 28. 7. 1892 festgesetzt, welches gegen das Eisenbahngesetz von 1838 viele Erleichterungen enthält. Kleinbahnen sind danach dem öffentlichen Verkehr dienende Eisenbahnen, die wegen ihrer geringen Bedeutung für den allgemeinen Eisenbahnverkehr dem Eisenbahngesetz nicht unterliegen, insbesondere also der Regel nach solche Bahnen, die hauptsächlich den örtlichen Verkehr innerhalb eines Gemeindebezirks oder benachbarter Gemeindebezirke vermitteln, sowie Bahnen, die nicht mit Lokomotiven betrieben werden.

Hierunter fallen also die städtischen Bahnen, die elektrischen und die Pferdebahnen, Seilbahnen, Stufenbahnen u. a. Soweit Kleinbahnen mit Maschinen betrieben werden, gelten für sie die Grundzüge für Lokalbahnen[10]. In Preußen sind für Straßenbahnen mit Maschinenbetrieb (städtische Straßenbahnen und diesen ähnliche Kleinbahnen) seit dem 1. Januar 1907 Bau- und Betriebsvorschriften (B. V.) erlassen[11].

e) Privatanschlußbahnen sind nach demselben Kleinbahngesetz Bahnen, die dem öffentlichen Verkehr nicht dienen, aber mit Eisenbahnen, die dem Eisenbahngesetz unterliegen, oder mit Kleinbahnen derart in unmittelbarer Gleisverbindung stehen, daß ein Übergang der Betriebsmittel erfolgen kann.

[10] Über nebenbahnähnliche Kleinbahnen vgl. die Anweisung vom 13. August 1898.

[11] Vgl. Mitteilungen des Vereins für die Förderung des Lokal- und Straßenbahnwesens. Wien 1906. S. 371.

3. Die Staats- und Privatbahnen in Deutschland. In Deutschland hat sich mit der Zeit die Form der Staatsbahnen ausgebildet, welche heute für Bau und Betrieb wenigstens bei Haupt- und Nebenbahnen die herrschende ist. Die 1879 nach dem Scheitern des Reichseisenbahnplans des Fürsten BISMARCK unter dem Ministerium MAYBACH mit Erfolg ins Werk gesetzte Verstaatlichung der preußischen, sowie zahlreicher wichtiger nord- und mitteldeutscher Privatbahnen ist 1896 durch die Einbeziehung der hessischen Bahnen in die Preußisch-Hessische Eisenbahngemeinschaft und durch den 1902 erfolgten Übergang der Main-Neckar-Eisenbahn auf diese und 1903 durch den Ankauf einiger hauptsächlich östlicher Linien vollständig geworden. Neben den preußisch-hessischen Staatsbahnen bestehen im Nordwesten Deutschlands noch die oldenburgischen und mecklenburgischen Staatsbahnen.

Die Reichseisenbahnen in Elsaß-Lothringen, die nicht Landeseigentum sind, sondern dem Reiche gehören, sind gleichfalls den Staatsbahnen zuzurechnen.

In Süddeutschland, Bayern, Württemberg und Baden, war der Staatsbahnbau und -betrieb, ebenso wie in Sachsen, schon länger ausgebildet und hat sich erfolgreich behauptet

Die Erträgnisse der deutschen Staatsbahnen spielen eine wichtige Rolle im Staatshaushalt. Deshalb ist neben der Sicherheit und Pünklichkeit eine bis ins einzelne durchgeführte Wirtschaftlichkeit, die sich keineswegs mit einer falsch angebrachten Sparsamkeit zu decken braucht, der leitende Grundsatz nicht bloß im Betriebe, sondern auch in den baulichen Anlagen.

Von der im Rechnungsjahre 1906 55747 km betragenden Länge der vollspurigen dem öffentlichen Verkehre dienenden deutschen Eisenbahnen sind rund 33655 km Haupt- und 22092 km Nebenbahnen; 19622 km sind zwei- und 35872 km eingleisig, der Rest ist mehrgleisig. Ferner zerfallen nach der im Jahre 1903 erfolgten obenerwähnten Verstaatlichung einzelner preußischer Bahnen die 55747 km in: 51694 km Staatsbahnen und 4053 km Privatbahnen.

Ende März 1906 hatte die Preußisch-Hessische Staatseisenbahngemeinschaft[12]) eine Eigentumslänge von 21308 km Hauptbahnen und 13184 km Nebenbahnen, im ganzen dem öffentlichen Verkehre dienende Vollspurbahnen 34492 km; darunter 1224 km = 786 km Haupt- + 438 km Nebenbahnen als hessischer und 39 km als badischer Besitz. Von den deutschen 932 + 3228 km Haupt- und Nebenbahnen im Privatbesitz entfallen noch 181 + 1889 km Haupt- und Nebenbahnen auf Preußen.

Die Schmalspur nimmt in Deutschland eine Länge von 2066 km ein, davon entfallen 930 km auf Staats- und 1136 km auf Privatbahnen. Das ausgedehnteste Netz unter den ersteren hat Sachsen mit 442 km.

4. Amtliche Vorschriften. Außer den preußischen Eisenbahngesetzen und den bereits genannten Bestimmungen des Vereins Deutscher Eisenbahnverwaltungen, nämlich:

1. Den Technischen Vereinbarungen über den Bau und die Betriebseinrichtungen der Haupt- und Nebeneisenbahnen vom 1. 1. 1897 mit Nachträgen von 1898 und 1900 . . . . T.V.[13])
2. Den Grundzügen für den Bau und die Betriebseinrichtungen der Lokaleisenbahnen 1. 1. 1897 . . . . Gz. f. L[14])

sind namentlich folgende Vorschriften zu beachten:

---

[12]) Bericht über die Ergebnisse des Betriebes im Rechnungsjahr 1905.

[13]) Abkürzungen nach A. GOERING im Taschenbuch d. »Hütte«, Berlin 1905.

[14]) Vgl. auch die preuß. Bau- und Betriebsvorschriften (B. V.) für Straßenbahnen mit Maschinenbetrieb vom 1. 2. 1907, S. 169.

3. Vertragliche Bestimmungen zwischen dem Deutschen Reiche und nichtdeutschen Staaten. Hier kommen namentlich in Betracht die Bestimmungen, betreffend die technische Einheit im Eisenbahnwesen, sog. Berner Vereinbarungen vom 15. Mai 1886 . . . . T. E.
4. Reichsgesetze und Bestimmungen für das Gebiet des deutschen Reichs[15]):
   a) Die Eisenbahn-Bau- und Betriebsordnung vom 4. 11. 1904 für Haupt- und Nebeneisenbahnen, vom 1. 5. 1905 an in Kraft getreten. 2. Aufl. einschließlich der Änderungen vom 1. 8. 1907, Berlin 1908. . . . . B. O.
   b) Die Eisenbahn-Signalordnung vom 24. 6. 1907. . . . . S. O. dazu die Ausführungsbestimmungen im Signalbuch für die Preuß.-Hess. Staatsbahnen vom 1. 8. 1907 . . . . S. B.
5. Für die Preußisch-Hessische Eisenbahngemeinschaft sind noch wichtig:
   a) Der Staatsvertrag zwischen Preußen und Hessen wegen gemeinschaftlicher Verwaltung des beiderseitigen Eisenbahnbesitzes vom 17. 12. 1896.
   b) Das preußische Enteignungsgesetz vom 11. 6. 1874.
   c) Das hessische Enteignungsgesetz vom 11. 11. 1899.

§ 3. Die Bahngestaltung.

1. **Die Spurweite**, zwischen den inneren Kanten der Schienen gemessen, beträgt bei den Haupt- und Nebeneisenbahnen des Vereins deutscher Eisenbahnverwaltungen 1435 mm.

In Frankreich wechselt das Spurmaß bei einer festen Entfernung der Schienenmitten von 1,50 m zwischen 1440 bis 1450 mm. Die internationalen Berner Vereinbarungen vom 1. April 1887 für die technische Einheit im Eisenbahnwesen zwischen Deutschland, Österreich-Ungarn, Frankreich, Italien und der Schweiz bestimmen, daß die Spurweite auf geraden Strecken nicht unter 1435 und in Bogen nicht über 1465 mm betragen soll.

Rußland hat mit Ausnahme der Warschau-Wiener und der Warschau-Bromberger Bahn eine größere Spurweite, nämlich die Breitspur von 5' englisch = 1524 mm.

2. **Vollspur und Schmalspur.** Die Vollspur behauptete sich vom Beginn des Eisenbahnbaues lange fast unbeschränkt. Mit dem Ausbau des Eisenbahnnetzes hat sich das Bedürfnis herausgestellt, billigere[16]) Bahnen zum Aufschluß verkehrsärmerer, namentlich gebirgiger Gegenden zu bauen, die sich mehr den bestehenden Verkehrsverhältnissen und dem Gelände, ähnlich wie Straßen, anschmiegen, ja die letzteren teilweise selbst benutzen konnten. Es handelte sich hier mehr um Zweigbahnen ohne durchgehenden Verkehr zum Anschluß an vollspurige Bahnen.

So erschienen Schmalspurbahnen, bei denen diese Voraussetzungen zutreffen, oft noch bauwürdig, wo vollspurige Bahnen der hohen Kosten halber ausgeschlossen waren. Die sächsische Staatsbahnverwaltung ist mit Anwendung der Schmalspur (vgl. § 2, S. 170), und zwar von 0,75 m, in größerem Maßstab und grundsätzlich in Deutschland vorangegangen und hat vielfach Nachfolge gefunden. Die Bemessung der Spur mit 0,75 m erscheint im allgemeinen zweckmäßig. Diese Spurweite gestattet fast dieselbe Leistungs-

[15]) In Bayern sind auf Grund des Reservatrechts besondere, jedoch im wesentlichen mit den Reichsbestimmungen übereinstimmende Verordnungen erlassen.

[16]) Als allgemeiner Anhalt über die Kosten mögen folgende Angaben dienen. Das Kilometer der Feldbahn mit 1 m Spur in Thüringen kostete bei nicht einfachen Bauverhältnissen, einschließlich Grunderwerb und Betriebsmittel, 28000 Mark gegenüber den 70000 Mark betragenden kilometrischen Kosten einer vollspurigen Nebenbahn in ähnlichen Verhältnissen und denjenigen von 252000 Mark einer zweigleisigen Hauptbahn.

fähigkeit wie die 1 m-Spur, die man jedoch in den Kolonien der ersteren neuerdings mit Recht vorgezogen hat[17]. Die Leistungsfähigkeit einer Bahn mit 0,60 m Spur wird dagegen erheblich geringer.

Die »Grundzüge« des V. D. E. V. und das preußische Kleinbahngesetz sowie die B. V. (s. S. 169) sehen neben der Vollspur Spurweiten von 1,0, 0,75 und 0,60 m vor.

Bei nebenbahnähnlichen Kleinbahnen oder Lokalbahnen werden für die Wahl der Vollspur z. B. ein zu erwartender nennenswerter Durchgangsverkehr, etwa vorhandene vollspurige Betriebsmittel, besonders aber die für kurze Strecken bei Anwendung der Schmalspur entstehenden verhältnismäßig hohen Umladekosten sprechen.

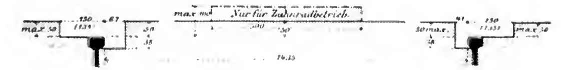
3. Die Umgrenzung des lichten Raumes und die Gleisentfernung.

a) Die Umgrenzung des lichten Raumes. Das Bedürfnis, die Fahrzeuge mit der Ladung von einer Bahn auf die andere übergehen lassen zu können, war maßgebend für die Durchführung eines einheitlichen Spurmaßes. Weiterhin war aber auch die einheitliche Festsetzung eines lichten Raumes erforderlich, der unter Berücksichtigung der Spurerweiterung und Gleisüberhöhung mindestens offen zu halten war. Die Umgrenzungslinie des lichten Raumes (s. Abb. 22 bis 25)[18] gibt an, wie weit feste Gegenstände von

Abb. 22. Umgrenzung des lichten Raumes für Vollspurbahnen.

Abb. 23 u. 24. Unterer Teil der Umgrenzung des lichten Raumes.

Abb. 25. Bei Zwangschienen der Weichen und Kreuzungen.



[17] Vgl. »Wie erschließen wir unsere Kolonien?« von Prof. D.-Ing. BLUM und Reg.-Baumeister GIESE, Berlin 1907. Die englische Kapspur beträgt 1,067 m = 3' 6" engl.

[18] Die Abb. 22 bis 28 u. 32 sind dem »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, 4. Aufl., Teil I. Bd. I. Kap. I: »Vorarbeiten für Eisenbahnen«, bearbeitet von Eisenbahn-Bau- und Betriebsinspektor L. OBERSCHULTE, entnommen.

rechts und links und von oben und unten gegen das Gleis, also auch gegen die in Bewegung befindlichen Fahrzeuge herangerückt werden dürfen.

Die Umgrenzung des lichten Raumes für Haupt- und Nebenbahnen ist in Abb. 22 in ausgezogenen Linien dargestellt. Und zwar links unter *A* für die durchgehenden Hauptgleise und die sonstigen Ein- und Ausfahrtgleise von Personenzügen. Verschieden hiervon rechts unter *B* für alle übrigen Gleise. Die T. V. sehen für die durchgehenden Personengleise der Stationen eine Erhöhung der Stufe von 0,76 auf 1,00 für die Anlage hoher Bahnsteige vor (vgl. die —+— Linie in Abb. 22). Die B. O. läßt diese Erhöhung jedoch nicht zu.

In Abb. 24 ist mit —·—·—· die nur für die Zahnradstrecken von Linien mit ganzem oder teilweisem Zahnradbetrieb zulässige, für die Zahnstange bestimmte Verengung des lichten Raumes bis 100 mm Höchstmaß über S. O. und bis zu 500 mm größter Breite angedeutet. Der Abstand von 67 mm (vgl. Abb. 23) zwischen Schienenaußenkante und festen Gegenständen innerhalb des Gleises kann gegen die Mitte von Zwangschienen mit Genehmigung der Landesaufsichtsbehörde bis auf 45 mm, bei Weichen und Kreuzungen (vgl. Abb. 25) bis auf 41 mm eingeschränkt werden. Bei Lokalbahnen kann die Breite der Spurrinne für Gleisanlagen in Straßen auf 45 mm und hier auch die Tiefe von 38 auf 35 mm herabgemindert werden[19]. Zu dem Rillenbreitenmaß tritt in Bogen noch die Spurerweiterung hinzu. Bei der Rillentiefe ist die Schienenabnutzung zu berücksichtigen. Die mit 150 mm vorgeschriebene Mindestentfernung fester unbeweglicher, über Schienenoberkante außerhalb des Gleises bis zum Höchstmaße von 50 mm erhöhten Teile kann auf 135 mm eingeschränkt werden, wenn der erhöhte Teil mit der Fahrschiene fest verbunden ist (Abb. 23 u. 25). An Ladegleisen können Einschränkungen der Umgrenzung genehmigt werden.

Auf freier Strecke bei Kunstbauten ist nach der B. O. gegen die Umgrenzung des lichten Raumes unter *A* (Abb. 22) von 1,00 bis 3,05 m bei Neubauten noch ein seitlicher Spielraum von 20 cm, sonst von 50 cm wenigstens frei zu halten. Innerhalb der Stationen erstreckt sich dieser seitliche Spielraum gegen die Umgrenzung unter *B* (Abb. 22) von 1,12 m bis 3,05 m über S. O. In Bogen hat man sowohl bei Voll- als auch bei Schmalspur die infolge der Überhöhung der äußern Schiene (vgl. den Abschnitt »Eisenbahnoberbau«) entstehende Neigung der Umgrenzung des lichten Raumes zu berücksichtigen.

Die Umgrenzung des lichten Raumes für vollspurige Lokalbahnen ist bis zu der Stufe von 0,760 bzw. 1,120 m dieselbe wie für Haupt- und Nebenbahnen. Darüber hinaus ist eine Einschränkung bis zu der mit — — — gekennzeichneten Linie zulässig (s. Abb. 22).

In den Abb. 26 bis 28 sind die in den Grundzügen für Lokalbahnen vorgeschriebenen Umgrenzungen des Lichtraumes für 1,00 m und 0,75 m Spur dargestellt; Abb. 27 gilt auch für 0,60 m Spur. Für die Spurweite von 0,75 m wird die Durchführung der Umgrenzung für 1,00 m Spur empfohlen.

b) Die Gleisentfernung. Die Entfernung der beiden Gleise eines Gleispaares darf auf der freien Strecke von Mitte zu Mitte wohl kleiner sein, als sie durch die Umgrenzung des lichten Raumes für das einzelne Gleis bedingt sein würde, aber nicht kleiner als 3,50 m. Für den Abstand von Mitte zu Mitte eines dritten hinzukommenden Gleises von dem nächstliegenden Gleis eines Gleispaares sind 4 m erforderlich, ebenso für die Gleise zweier eingleisigen Bahnen, die, z. B. streckenweise vor Bahnhöfen, nebeneinander liegen. Auch die Entfernung der mittleren Gleise zweier Gleispaare muß mindestens

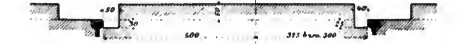
[19]) Vgl. B. O. 2. Aufl. 1908, S. 11, 5.

4 m betragen. Der **Gleisabstand** bei vollspurigen Lokalbahnen[20]) mit Wagenübergang soll mehr als 4 m betragen. Für andere vollspurige, sowie für schmalspurige Bahnen sind die Umgrenzungen des lichten Raumes (s. Abb. 22, 26 u. 27) maßgebend. Wegen des Gleisabstandes in den Stationen siehe den Abschnitt über »Bahnhofsanlagen«.

Abb. 26 u. 27. Umgrenzung des lichten Raumes für Schmalspurbahnen.

Abb. 26. Spurweite 1 m. Abb. 27. Spurweite 0,75 u. 0,6 m.

Abb. 28. Darstellung der Spurrinnen.



4. **Die Gleiszahl.** Läßt sich bei der Anlage von H. B. erwarten, daß mit zunehmendem Verkehr ein zweites Gleis später hergestellt werden muß, so soll man nach den T. V. von vornherein auf dessen Anlage bedacht sein. Man wird wenigstens den Grunderwerb zweigleisig durchführen, wozu nur eine Mehrbreite von 3,5 m erforderlich ist. Unter Umständen stellt man auch schon den Unterbau oder doch wenigstens die größeren Kunstbauten, wie größere Brücken und Tunnels, letztere besonders in schwierigem Gebirge, zweigleisig her. Doch stellen sich zwei eingleisige Tunnels in einiger Entfernung voneinander oft kaum teurer als ein zweigleisiger.

5. **Die vorgeschriebenen Querschnitte des Bahnkörpers und die Planumsbreite.** Der Bahnkörper einer Eisenbahn setzt sich zusammen aus dem Ober- und dem Unterbau. Der **Oberbau** besteht aus den Schienen, den Schienenunterlagen, gewöhnlich den Schwellen, und der Bettung, welche letztere auf dem Unterbau, in der Regel dem Erdkörper, ruht. Unter dem Planum, welches zugleich die Sohle der Bettung[21]) bildet, versteht man die Oberfläche des durch Ab- oder Auftrag herzustellenden Erdkörpers.

Die Lage des Planums der verschiedenen Bahngattungen zu den höchsten Wasserständen geht aus den Abb. 39 bis 41 (§ 6) hervor.

Für die verschiedenen Bahngattungen sind von den Verwaltungen feststehende Querschnitte vorgeschrieben, welche auf freier Strecke — im Einschnitt und Auftrag — wesentlich durch die Planumsbreite und die im Kapitel I: »Erdbau« bereits besprochene

[20]) Z. B. wenn zwei Gleise streckenweise oder in Bahnhöfen nebeneinanderliegen.

[21]) Über die Entwässerung der Bettung siehe Abschnitt: »Eisenbahnoberbau«. § 25. Die Bettung.

Böschungsneigung, im Tunnel aber durch die Umgrenzung des lichten Raumes und der etwa erforderlichen Ausmauerung bedingt sind.

a) Die Querschnitte auf freier Strecke. Für eine zwei- und eine eingleisige Haupt- und eine Nebenbahn sind in Abb. 29 bis 31, sowie für Schmalspurbahnen, und

Abb. 29. Querschnitt einer zweigleisigen Hauptbahn. M. 1 : 100.
Kleinschlag mit Packlage. Kiesbettung.

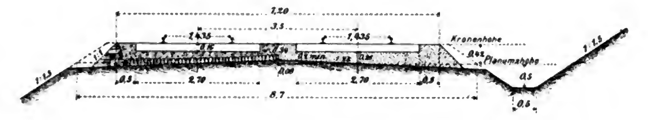


Abb. 30. Querschnitt einer eingleisigen Hauptbahn. M. 1 : 100.
Kleinschlag mit Packlage. Kiesbettung.

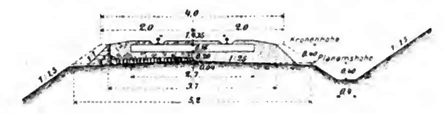
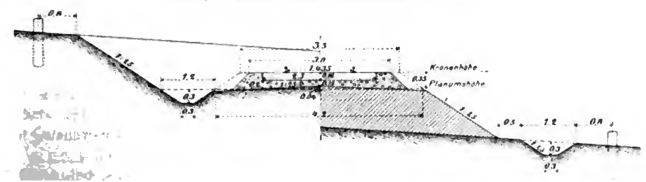
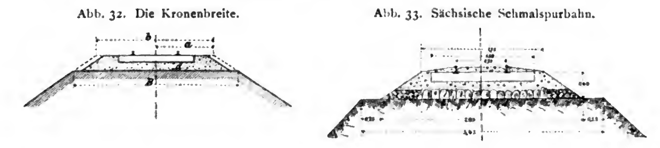


Abb. 31. Querschnitt einer Nebenbahn. M. 1 : 100.



zwar für die Spurweiten von 1,00, 0,75 und 0,60 m, in Abb. 32 und 33 Querschnitte des Bahnkörpers angegeben. Zu Abb. 29 mag bemerkt werden, daß häufig die Planumsbreite reichlicher, zu 9,00 m, angenommen wird.

Abb. 32. Die Kronenbreite. Abb. 33. Sächsische Schmalspurbahn.



Die Planumsbreite *B* ergibt sich aus den Bestimmungen der B. O. und den im wesentlichen damit übereinstimmenden der T. V. und den Gz. f. L. über die gedachte Kronenbreite *b* in Höhe der Schienenunterkante (vgl. Abb. 32) und der Bettungsstärke *d* unter den Schienenunterlagen, d. h. den Schwellen. Die Breite des Bahn-

körpers auf freier Bahn — in Einschnitten und bei Dämmen — ist hiernach so zu bemessen, daß die Entfernung *a* des Schnittpunktes einer durch die Unterkante der Schienen des nächstliegenden Gleises gelegten geraden Linie und der verlängerten Böschungslinie von der Mitte des genannten Gleises bei Hauptbahnen (Abb. 32) mindestens gleich 2,0 m, bei Nebenbahnen gleich 1,75 m [22]), bei Schmalspurbahnen wenigstens gleich der Spurweite wird. Das Planum einer Hauptbahn soll von vornherein wenigstens im Grunderwerb zweigleisig angelegt werden.

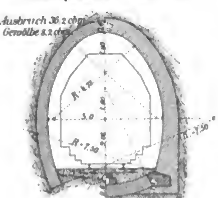
Die Planumsbreiten *B* und die Bettungsstärken *d* für die verschiedenen Bahngattungen ergeben sich zu:

	die Planumsbreite:	die Bettungsstärke unter Schwellen-Unterkante:
a) bei einer zweigleisigen Hauptbahn	9,00—8,70 m	$\geqq$ 200 mm
b) bei einer eingleisigen Hauptbahn	5,20 m	
c) bei einer Nebenbahn	4,50—4,20 m	$\geqq$ 150 mm
d) bei einer vollspurigen Lokalbahn	4,20 m	$>$ 130 mm
e) der Schmalspurbahnen bei einer		
Spurweite von 1,00 m	3,90 m, mindestens 2,70 m	$\geqq$ 100 mm
Spurweite von 0,75 m	3,40 m, mindestens 2,20 m	
Spurweite von 0,60 m	2,90 m, mindestens 1,90 m	
f) bei Zahnstangenstrecken		$\geqq$ 200 mm

Auf hohen Dämmen und auf der äußeren Seite scharfer Krümmungen ist das Planum angemessen zu verbreitern.

b) Die Tunnelquerschnitte. Liegt eine Bahnstrecke »unter Tag«, d. h. im Tunnel, so soll neben der Umgrenzung des lichten Raumes nach den T. V. noch ein Spielraum von mindestens 300 mm bei zweigleisigem und von mindestens 400 mm bei eingleisigem Tunnel verbleiben. Vgl. auch die Vorschriften der B. O. unter 3a, S. 172. Hierzu kommt noch in Bogen die Neigung der Umgrenzung des lichten Raumes.

Abb. 34. Eingleisiger deutscher Tunnelquerschnitt. M. 1 : 200.



Hiernach zeigen die bekannten, bisher bei den verschiedenen Bahnverwaltungen vorgeschriebenen lichten Tunnelquerschnitte vielfach noch zu kleine Abmessungen, wie z. B. der deutsche Tunnelquerschnitt nach Rziha (s. Abb. 34) für eine eingleisige Bahn, der bei der größten Überhöhung von 0,15 m nur noch einen Spielraum von 0,10 m aufweist. Reichlicher ist in seinen lichten Abmessungen der Tunnelquerschnitt der ehemaligen Rheinischen Bahn für eine zweigleisige Bahn (Abb. 35 u. 36) gehalten. Allerdings zeigt die Form des letzteren Querschnitts nicht die wünschenswerte mäßige Überhöhung im Scheitel. Die Form der Querschnitte für eingleisige Eisenbahntunnel ist in dieser Beziehung günstiger als die Form für zweigleisige Tunnel [23]).

[22]) Dieser Forderung entspricht die oft angewendete und zulässige Planumsbreite von 4,20 m (s. Abb. 31) noch nicht.

[23]) Vgl. Kap. IV: »Tunnelbau« dieses Lehrbuchs, sowie »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, 3. Aufl., Bd. I, Kap. IX: »Der Tunnelbau«, bearbeitet von Geh. Baurat E. Mackensen, woraus auch die Abb. 34 bis 36 entnommen wurden.

Für die Lokalbahnen schreiben die Gz. f. L. im Tunnel einen Spielraum von 200 mm neben der Umgrenzung des lichten Raumes vor. Abb. 37[24]) zeigt das Beispiel eines Tunnelquerschnitts der sächsischen Schmalspurbahn Hainsberg—Kipsdorf mit einer Spurweite von 0,75 m.

Abb. 35 u. 36. Tunnelquerschnitte der Rheinischen Eisenbahn. M. 1 : 200.

Abb. 35.

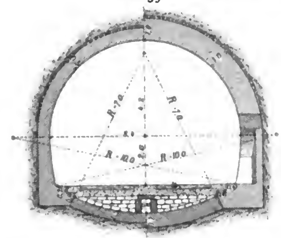
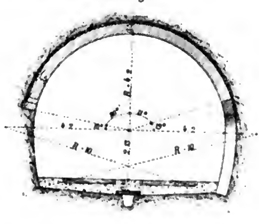


Abb. 36.

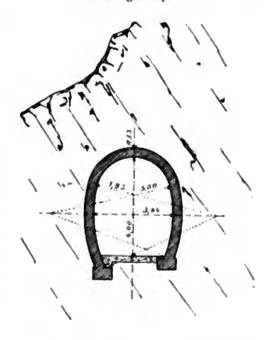


C. Grundsätze und Regeln für die Linienführung.

§ 4. Allgemeine Linienführung und die Lage der Bahnhöfe.

1. Die Lage der Linien im allgemeinen. Gewöhnlich sind zwei gegebene Endpunkte zu verbinden, zwischen denen die günstigste Linie aufzusuchen ist. Hierbei geht man von den sog. festen Punkten aus, welche die Richtung der Bahn bestimmen. Als solche kommen in erster Linie in Betracht die etwa zu überschreitenden Wasserscheiden, bestimmte Schnittpunkte mit Wegen und Wasserläufen und die Lage der Ortschaften, welche Stationen erhalten sollen.

Abb. 37. Tunnel der sächsischen Bahn Hainsberg—Kipsdorf.



2. Rücksichten auf die Landesverteidigung. Oft erfolgt der Ausbau einer ganzen Linie vorwiegend im Interesse der Landesverteidigung, aber mehr oder weniger sind die meisten Eisenbahnen von Bedeutung für die Massenbeförderung der Truppen und ihre Zusammenziehung an wichtigen Punkten, namentlich an der Grenze. Bei den Neigungs- und Krümmungsverhältnissen, aber auch im einzelnen der Linienführung werden oft militärische Rücksichten zu nehmen sein, so besonders im Festungsbezirk, bei der Berücksichtigung der Lage von Militärschießständen und bei der Wahl von Flußübergängen. Ebenso ist bei Ausgestaltung der Bahnhöfe, sowie bei Festsetzung von der größten Entfernung der Zugfolgestellen und der Länge der Kreuzungsstationen (vgl. § 14 B. O.) die Leistungsfähigkeit der Anlagen hinsichtlich der Truppenbeförderung maßgebend (vgl. den Abschnitt J »Bahnhofsanlagen« § 36).

[24]) Die Abb. 37 ist dem von A. Birk bearbeiteten Kap. XIII, Schmalspurbahnen, S. 29, im »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, Bd. V, entnommen.

3. **Rücksichten auf den Staatsgrundbesitz mit landwirtschaftlichem, forstlichem und Bergbaubetrieb, sowie auf die Bergwerksanlagen und die Moorkultur.** Vor Inangriffnahme der Vorarbeiten müssen durch Anfrage bei den zuständigen Behörden Ermittelungen angestellt werden, ob und welche Interessen des staatlichen Grundbesitzes und der staatlichen Betriebe, so der Berg-, Forst- und der Domänenverwaltung berührt werden, und welche Wünsche wegen der Linienführung etwa vorliegen. Ebenso ist hinsichtlich der privaten bergbaulichen Verhältnisse und denjenigen der Moorkultur zu verfahren. Es kommt hier namentlich auch die Lage der Bahnhöfe und etwaiger Anschlüsse in Betracht.

4. **Die Aufnahme und Abgabe des zu erwartenden Verkehrs.** Der Verkehr setzt sich aus dem Personen- und Güterverkehr zusammen und kann von den Ortschaften, Häfen, einzelnen gewerblichen Anlagen, Fabriken, Zechen, Steinbrüchen, Kiesgruben usf. herrühren. Die Anlagen für beide Verkehrsarten werden bei kleinem und bei mittlerem Verkehr vereinigt, bei sehr großem Verkehr getrennt.

Auf alle Fälle wird man die Linie von vornherein so zu legen suchen, daß der Verkehr sich möglichst leicht abwickelt. Die Verkehrsaufnahme und -abgabe erfolgen nun entweder unmittelbar an der Linie und zwar in den Bahnhöfen oder auch, insbesondere bei Nebenbahnen, auf freier Strecke.

Der Güterverkehr kann aber auch mittels besonderer Anschlußgleise zugeführt werden. Die Einführung der Privatanschlußgleise erfolgt zweckmäßig in den Stationen, ist aber auch auf freier Strecke bei Haupt- und Nebenbahnen unter bestimmten Sicherungsmaßregeln zulässig.

Die Spurweite des Zuführungsgleises kann verschieden von derjenigen der Bahn oder auch die gleiche sein.

Die Ladestelle kann sich hierbei an der Linie (Station oder freie Strecke) oder in der gewerblichen Anlage selbst befinden.

5. **Die Lage der Bahnhöfe.** Die Bahnhöfe wird man, zugänglich von der Hauptverkehrsstraße, in solcher Entfernung von den Ortschaften anlegen, daß der Verkehr nicht zu sehr erschwert, aber auch andererseits eine Ausdehnung der Orte noch möglich und der Grunderwerb nicht zu teuer wird. Bei der Wahl der Lage hat man auch auf eine spätere Erweiterung des Bahnhofs Rücksicht zu nehmen, welcher deshalb nicht zwischen lebhafte Straßen, Bauwerke und sonstige schwer zu beseitigende Hindernisse eingezwängt werden darf.

Bei Großstädten wird die Zweckmäßigkeit der Anlage eines Kopfbahnhofs, bei steilen Geländeverhältnissen einer Spitzkehre zu prüfen sein[25]. Im übrigen ist für die Lage der Bahnhöfe im allgemeinen eine übersichtliche Gerade oder ganz flach gekrümmte Strecke in der Wagerechten oder in einer gleichwertigen Steigung von nicht mehr als 2,5 ‰ anzunehmen, am besten zwischen mäßigen Gegensteigungen (Abb. 38, vgl. auch § 10, 1 f.), damit das Anfahren und das Anhalten leichter vor sich geht. Gefälle von mehr als 5 ‰ nach dem Bahnhof hin sind auf etwa Zuglänge tunlichst zu vermeiden, damit Zugtrennungen nach rückwärts und ein Überfahren der Einfahrtssignale im Gefälle vermieden werden. Im Gebirge wird sich dies nicht erreichen lassen, dort bildet der Bahnhof im Längsschnitt eine Stufe. Eine Anlaufsteigung bei der Ausfahrt hinter dem Bahnhof ist ausgeschlossen, vor demselben bei der Einfahrt zulässig.

Abb. 38. Lage der Bahnhöfe.

[25] Z. B. Station Elm auf der Strecke Frankfurt—Bebra, die jedoch demnächst aus örtlichen und betrieblichen Gründen als Spitzkehre beseitigt werden soll.

Die Bahnhofswagerechte soll mindestens gleich der größten Zuglänge sein, besser ist die Lage des Bahnhofs ganz wagerecht von Eingangsweiche zu Eingangsweiche + 50 m davor auf beiden Enden. Im Flachlande wird man die Bahnhofswagerechte > 400 m, meist 700 bis 1000 m, im Hügelland und Gebirge > 200 m nehmen, je nach der Bedeutung des Bahnhofs und der größten Zuglänge, die sich aus der Zugkraft und der maßgebenden Steigung ergibt. Tiefe und stark gekrümmte Einschnitte und Tunnel vor den Bahnhöfen sind der geringen Übersichtlichkeit wegen ungünstig.

Aber auch der Querschnitt des Bahnhofs kommt in Betracht, welcher ein gegen die freie Strecke erheblich erweitertes Planum für mehrere Gleise, Bahnsteige, Hochbauten und Straßen nebeneinander verlangt. Bei einfachen Zwischenbahnhöfen wird seitlich der Bahnachse auf der Ortsseite eine erheblich größere Planumsbreite erforderlich als auf der entgegengesetzten Seite, nämlich etwa 20 bis 30 m gegen 10 m. Weder ein zu hoher Auftrag, noch ein zu tiefer Abtrag ist wegen der erschwerten Zugänglichkeit und der Gründung der Gebäude, sowie andererseits der Kosten der Erdmassenbewegung und des Grundwassers wegen erwünscht. Ein Quergefälle des Geländes ist meist auf die Entwässerung und Verringerung der Erdarbeiten der Bahnhöfe von günstigem Einfluß.

Die Entfernung der Bahnhöfe wird nicht allein durch die Lage der Ortschaften, sondern auch durch Betriebsrücksichten bedingt. Bei Entfernungen von mehr als 8 km kann dazwischen die Anlage von Meldestationen und von Ausweichestellen für eingleisige Bahnen gefordert werden, um die Zugfolge und somit die Leistungsfähigkeit der Bahn zu erhöhen.

§ 5. Der Grund und Boden.

1. Der Aufbau und die Lagerungsverhältnisse des Erdbodens. Man wird zunächst unsicheres, wenig tragfähiges Gelände wie Sümpfe, Moore, quelliges Gelände vermeiden, Überschwemmungsgebiete umgehen und einen tragfähigen, trocknen, gut entwässerten Untergrund aufsuchen. Es bereiten jedoch zusammendrückbare flache Torfmoore bis 4 m Tiefe keine besonderen Schwierigkeiten; man wird suchen, hier den Damm nicht zu niedrig zu halten, höher als etwa $\frac{1}{3}$ der Moortiefe; vgl. auch Kap. I: »Erdbau«. Eine eingehende Darstellung der erforderlichen Maßnahmen bei Erdbauten im Moor findet sich im »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, 4. Aufl., I. Teil, Bd. II, Kap. II, S. 269, Erdrutschungen bearbeitet von H. Wegele.

Ist Vorflut, d. h. die Möglichkeit der Wasserabführung vorhanden, so ist zu erwägen, ob man nicht die Bahn, anstatt das Moor zu umgehen, in den Einschnitt legt und das Moor aushebt, wie auf der Bahnstrecke Ülzen—Triangel geschehen. Bei tieferen, breiartigen Mooren mit einer filzartigen Decke kommen die Moorgräben neben oder unter dem Damme zur Anwendung.

Solche Hänge, welche beim Anschnitt oder Einschnitt leicht in ihrem Gleichgewicht gestört werden und ins Rutschen kommen könnten, wird man weder im Auftrag noch im Abtrag überschreiten, da die Unterbrechung der natürlichen Grundwasserbewegung und die Erschütterung beim Befahren den Boden leicht in Bewegung bringen. Besonders wird man den Anschnitt schräg abfallender, auf einer undurchlässigen Bodenart, wie z. B. Ton liegender, wasserführenden Schichten zu vermeiden suchen. Ist dies nicht tunlich, so muß dem Abrutschen des Bodens durch eine entsprechende, meist kostspielige Entwässerungsanlage vor dem Baubeginn vorgebeugt werden. Auch kommt, besonders bei unsicheren Berglehnen, die Herstellung von Tunneln an Stelle der offenen Strecke in Frage. Näheres s. Handb. d. Ing.-Wissensch., 4. Aufl., I. Teil, Bd. I, Kap. I, S. 84.

2. Die Gestaltung der Oberfläche des Erdbodens. Bei den den Straßen gegenüber verhältnismäßig geringen Steigungen und flachen Krümmungen zeigen die Eisen-

bahnen — insbesondere die Hauptbahnen — namentlich im Hügelland und Gebirge, einen fortwährenden Wechsel zwischen Auf- und Abtrag, um die Bodenerhebungen und -senkungen auszugleichen. In den Auf- und Abträgen werden, wie in § 6 und § 7 des nähern ausgeführt ist, häufig Bauwerke — Brückenbauten — erforderlich, um Wasserläufe und Verkehrswege über der Bahn hinweg, oder unter der Bahn hin durchzuführen.

Die Geländegestaltung macht aber oft an Stelle der offenen Einschnitte Tunnel, besonders in scharfgeänderten Flußtälern im Gebirge erforderlich, um die vorspringenden Bergnasen zu durchfahren und Flußüberbrückungen zu vermeiden. Auch an den höchsten Punkten der Linie, an den Wasserscheiden, werden Tunnels erforderlich, wenn bei einem offenen Einschnitt die größte Höhe bei den gegebenen Bedingungen nicht erstiegen werden kann oder soll, oder der offene Einschnitt zu teuer wird. Ein Tunnelbau kann auch zur Verbesserung nicht nur der Gefälls-, sondern auch der Richtungsverhältnisse zweckmäßig werden, wenn z. B. bei Umgehung eines Berges erhöhte Bau- und Betriebskosten entstehen.

Sofern man überhaupt die Wahl hat zwischen einem offenen Einschnitt oder Tunnel, so entscheiden die Bau-, Betriebs- und Unterhaltungskosten. Im allgemeinen liegt die Grenze der Tiefe eines offenen Einschnitts je nach der Gebirgsbeschaffenheit bei 15 bis 20 m.

Bei Überschreitung von Tälern, namentlich von Seitentälern, kann an Stelle eines Auftrags ein zusammenhängender Brückenzug — Viadukt — vorteilhaft werden. Im allgemeinen darf man annehmen, daß dies bei einer Auftragshöhe von mehr als 20 bis 25 m und bei gutem Baugrunde der Fall ist. Bei geringeren Höhen werden zusammenhängende Brückenbauten auch dann am Platze sein, wenn in dem zu überschreitenden Tal ohnehin die Durchführung mehrerer Verkehrswege Kunstbauten erforderlich machen würde. Größere Dammhöhen als 25 m können sich als notwendig ergeben mit Rücksicht auf die Unterbringung der Bodenmassen benachbarter tiefer Einschnitte. Entscheidend ist eine vergleichende Kostenberechnung.

Auch am steilen Hang wird der Bahnkörper durch eine unter Umständen aufgelöste Mauer zu stützen oder durch einen Trockenviadukt zu ersetzen sein.

3. Die Ausnutzung des Grund und Bodens bei Bau und Unterhaltung der Bahn. Bei der Linienführung wird man oft schon auf eine billige Beschaffung der Baustoffe für den Bau und die Unterhaltung durch Anschneiden von Steinbrüchen, Kiesgruben usw., auch auf deren Erwerb Bedacht nehmen können. Es kommt hier namentlich die Gewinnung von Bettungsstoff, Kies oder Schotter, und von Pflastersteinen in Frage, wodurch erheblich an der Bausumme gespart werden kann.

4. Der Grunderwerb. Ausgeschlossen von dem Grunderwerb sind die Kirchen und Friedhöfe, welche man daher zu umgehen hat. Ebenso wird man bei der Linienführung auf die Art der Bebauung und Bewirtschaftung oder auch nur der Belastung mit Gerechtigkeiten Rücksichten zu nehmen haben. Auch wird man die Berührung von Gebäuden, namentlich militärischer, öffentlicher und gewerblicher Anlagen, und sonstiger kostspieligen Grundstücke, wie z. B. von Gärten, Weinbergen und Baugelände, tunlichst zu vermeiden suchen, und dies um so mehr, wenn es sich um eine untergeordnetere Bahngattung handelt.

Die Anordnung tiefer Einschnitte in der Nähe von Gebäuden kann leicht deren Senkung veranlassen und so die Grunderwerbskosten erhöhen. Auch aus Grunderwerbsrücksichten kann eine unterirdische Linienführung, d. h. ein Tunnel, in Frage kommen, wenn der Erwerb bebauten Geländes untunlich oder zu kostspielig ist, oder wie bei den städtischen Untergrundbahnen die Voraussetzung der Verkehrsstraße selbst bildet.

Eine Durchschneidung von im Zusammenhange bewirtschafteten Grundstücken ist häufig nicht zu umgehen. Dann hat der Besitzer einen Anspruch auf Wiederherstellung der unterbrochenen Verbindung oder Ersatz des entstandenen Schadens infolge der Wirtschaftserschwerung. Bei ausgedehnten Grundstücken, wie sie namentlich beim Großgrundbesitz vorkommen, wird die Herstellung eines Wegübergangs in Erwägung zu ziehen sein, bei kleineren die Anlage von Seitenwegen von dem nächsten Wegübergang aus, wie dies im § 7 beschrieben ist.

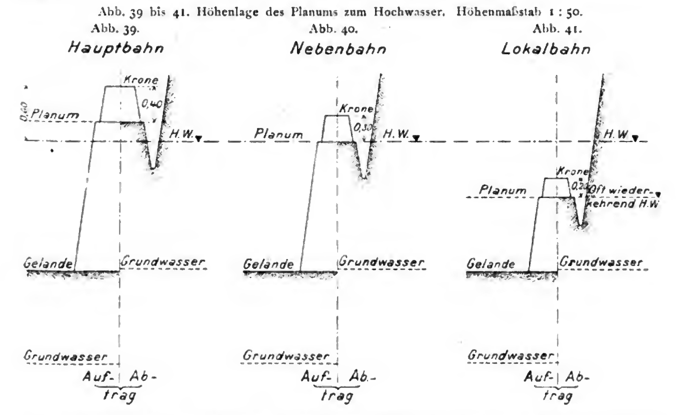
§ 6. Die Wasserverhältnisse. Eine Hauptbedingung für die Standfähigkeit des Bahnkörpers wie des ihn tragenden Bodens ist seine Lage zum Wasser und seine Beschaffenheit im Verhältnis zu demselben. Es kommt hier in Betracht das Grundwasser, das Quell-, stehende und fließende Wasser, insbesondere die Hochwasserstände des letzteren, und das Tagewasser.

1. **Grund- und Hochwasserstände.** Über die Höhenlage des Planums zum Grund- und Hochwasser sehen die T. V. und die Gz. f. L. sowie die B. O. Vorschriften für die verschiedenen Bahngattungen vor, und zwar je nachdem die Bahn in Ab- oder Auftrag liegt.

Bei Hauptbahnen soll die Krone oder Schienenunterkante (S. U.), bei Wellenschlag das Planum selbst wenigstens 0,6 m über dem bekannten höchsten Wasserstand liegen, von eingedeichten Strecken abgesehen. Bei Nebenbahnen braucht nur die Krone oder S. U. über dem bekannten höchsten Wasserstand, bei Lokalbahnen über dem oft wiederkehrenden Hochwasser zu liegen.

Gegen das Grundwasser wird das Planum so gelegt, daß der Frost dasselbe nicht erreicht.

Abb. 39 bis 41. Höhenlage des Planums zum Hochwasser. Höhenmaßstab 1 : 50.



In vorstehenden Darstellungen dieser Vorschriften (Abb. 39 bis 41) ist als Grenzfall bei Neben- und Lokalbahnen (Abb. 40 u. 41) das Planum in Höhe des Hochwassers oder des öfters wiederkehrenden Hochwassers gelegt.

Zu beachten ist noch, daß durch die Anlage tiefer Einschnitte das Grundwasser gesenkt und daher den Brunnen das Wasser entzogen werden kann.

2. **Stehendes und fließendes Wasser.** Muß die Bahn ein großes stehendes oder fließendes Wasser — See oder Fluß — berühren, so ist für entsprechenden Uferschutz zu sorgen, wodurch oft nicht unbeträchtliche Kosten entstehen. Das Nähere siehe im Kap. 1: »Erdbau«, S. 53 u. 54.

Häufig kommen Linien- oder Flußverlegungen zur Verminderung mehrerer oder schiefer Überbrückungen oder kostspieliger Brückengründungen in Frage. Im allgemeinen werden Verlegungen der Bahn in erster Linie erforderlich, um die Wasserverhältnisse möglichst wenig zu verändern. Kleinere Wasserläufe kann man oft begradigen oder verlegen, um sie rechtwinklig überschreiten und mehrere vereinigt durch den Bahnkörper führen zu können, weil sich dann Durchlässe sparen und Bauwerke im Trocknen ausführen lassen. Besondere Vorsicht erfordern solche Verlegungen, wenn das Wasser unterhalb zu Berieselungen oder zu sonstigen Zwecken ausgenutzt wird; Mühlgräben mit ihren Staugerechtigkeiten bilden ein »Rührmichnichtan«.

Bei der vorläufigen Ermittelung von Durchflußweiten, für die das Hochwasser maßgebend ist, geben die in der Nähe vorhandenen Brücken und Durchlässe den nötigen Anhalt. Es hat keinen Zweck, mit der Weite der Brücken zu sparsam zu sein; es ist vorteilhafter, auch hier mit einer gewissen Sicherheit zu rechnen. Eine Einschränkung der Hochwasserquerschnitte darf nicht erfolgen.

Bei Flußbrücken soll die lichte Höhe über dem höchsten Wasserstande so groß sein, daß schwimmende Gegenstände, ohne das Bauwerk zu berühren, durchgelangen können; auch ist im Flachland der Eisgang zu berücksichtigen. Größere Flußtäler überschreitet man möglichst senkrecht zum Hochwasserstromstrich und sorgt für etwa erforderliche Flutöffnungen. (Vgl. auch § 7, 2.)

Unter Umständen sind kleine Wasserläufe an Stelle eines Durchlasses mittels Düker zu unterführen oder, besonders im Gebirge, zusammen mit einem Wege über der Bahn wegzuführen (vgl. Kapitel IX: »Wasserbau«). Auch können Wege und Wasserläufe, sowie Mühlgräben zusammen nebeneinander oder das Wasser unter dem Weg unterführt werden. Aber auch hier ist wegen einer Veränderung des Wasserlaufs und daraus herzuleitender Folgerungen mit größter Vorsicht zu verfahren.

Kommt die Durchschneidung einer künstlichen Be- und Entwässerung vor, so ist eine genaue Feststellung der vorhandenen Rohrleitungen und Höhen der Stauvorrichtungen und der Ausdehnung der be- oder entwässerten Flächen, wegen etwaiger Entschädigungsansprüche, erforderlich. Die Änderung der Entwässerung darf keinen Rückstau veranlassen.

Im Gebirge hat man außerdem auf eine Berührung mit Wildbächen, Mur- und Lawinengängen (vgl. Kap. VI: »Wasserbau«, § 63) Rücksicht zu nehmen, die man entweder verbauen, überbrücken oder mittels eines Gerinnes über der Bahn wegführen wird. Durch Schutzdämme kann man einer Vermurung der Einschnitte vorbeugen, auch die Anlage von Tunneln, sowie Linienverlegungen kommen in Frage. Bei allen diesen Fragen entscheidet über die zu wählende Lösung ein vergleichender Kostenanschlag.

Die Erbauung eines Tunnels wird erforderlich, wenn Wasserflächen wegen zu großer Breite und Tiefe oder wegen der Rücksicht auf den Schiffsverkehr nicht überbrückt werden können.

3. **Das Tagewasser.** Zur Abführung des Tage-, auch des Grund- und Quellwassers dienen Gräben neben der Bahn. Liegt die Bahn in Geländehöhe und im Einschnitte, so sind die Gräben durchweg rechts und links, im Auftrag im allgemeinen nur oberhalb der Bahn anzulegen und auf dem nächsten Weg dem aufnehmenden Wasserlauf oder Graben zu- und am tiefsten Punkt unter dem Auftrag durchzuführen. Für eine genügend tiefe Lage der Sohle der Röhren, der gewölbten oder Plattendurchlässe wird man Sorge

zu tragen haben und dieselbe lieber etwas tiefer als zu hoch legen. Besondere Vorsicht erfordert die Sicherung der Höhenlage der Röhrendurchlässe im Moore, wo sie unter Umständen auf schwimmender oder tragfähig gemachter Sohle anzulegen sind.

Eine Durchführung der Bahngräben dicht unter dem Planum von der einen Bahnseite auf die andere wird man tunlichst vermeiden. Die Scheitel der Bahngräben legt man zweckmäßig an die Wegübergänge in Schienenhöhe. Das Tagewasser bei steil abfallendem Gelände — die Grenze bildet meist 1 : 10 — wird am bergseitigen Einschnitte durch 30 cm tiefe, mit 30 cm breiter Sohle angelegte, in den gewachsenen Boden eingeschnittene sog. Rand- oder Fanggräben abgefangen und an geeigneter Stelle über die Böschung in den Graben oder mit entsprechendem Gefälle dem nächsten Durchlaß zugeführt.

§ 7. Die Aufrechterhaltung der Verkehrsverhältnisse auf den zu kreuzenden Wegen, Wasserstraßen und Eisenbahnen.

1. Wegekreuzungen. Die Linienführung einer Eisenbahn durchschneidet häufig die vorhandenen Verkehrswege. Die Aufrechterhaltung bzw. die Wiederherstellung des Verkehrs auch schon während des Baues gehört zu den Verpflichtungen des Unternehmers der Eisenbahn.

Bei der Wiederherstellung der Verbindung der von der Bahn durchschnittenen Wegstrecken rechts und links der Bahn an der Kreuzungsstelle kann der Weg in Schienenhöhe überführt, oder mittels eines Bauwerks, und zwar unter der Bahn hindurchgeführt oder schienenfrei über die Bahn weggeführt werden. Bei diesen drei Arten der »Übergangswerke« kann ferner der Weg in seiner Richtung liegen bleiben, oder seine Richtung wird geändert; ferner kann der Weg in seiner Höhenlage unverändert überführt werden, oder seine Höhe wird geändert, und zwar kann der Weg gesenkt oder gehoben werden.

a) Übergänge in Schienenhöhe, d. h. in Höhe der Schienenoberkante — auch Planübergänge genannt —, sind an und für sich da am Platze, wo der Weg die Bahn in Höhe der Schienenoberkante trifft, oder diese Höhe durch Auf- und Abtrag leicht erreicht werden kann, oder die Wahl einer günstigeren Übergangsstelle nicht möglich ist.

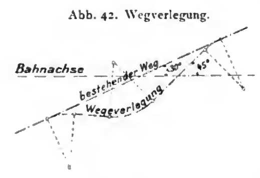
Bei Hauptbahnen wird man aber suchen, besonders bei lebhaftem Straßen- und Eisenbahnverkehr, insbesondere auch an den Enden größerer Bahnhöfe wegen der häufigen Verschubbewegungen jeden Wegübergang in Schienenhöhe zu vermeiden, da er ein Verkehrshindernis bildet, mit Schranken abgeschlossen werden muß, eine Bedienung und damit die kostspielige Anstellung eines Wärters erforderlich macht und trotzdem noch vielfach zu Unfällen Veranlassung geben kann. Die allmähliche Beseitigung lebhafter Planübergänge bei Hauptbahnen wird planmäßig angestrebt.

Bei Nebenbahnen, Lokal- und Kleinbahnen dagegen, bei denen im allgemeinen ein Schrankenabschluß nicht vorgeschrieben ist, wird man bei geringem Verkehr Planübergänge in nicht zu geringer Entfernung voneinander als zulässig ansehen und die Steigungslinie so legen, daß kostspielige Bauwerke zu Über- und Unterführungen von Wegen vermieden werden, und die Wege tunlichst verlegen, um sie an geeigneten Punkten, in erster Linie den Wechselpunkten des Geländes, aber unter Berücksichtigung der Übersichtlichkeit, z. B. nicht vor Tunneln und in tieferen, in Krümmungen liegenden Einschnitten, in Schienenhöhe überzuführen.

Unübersichtliche Einschnittrampen können durch entsprechende Abgrabungen auf eine Entfernung von 150 bis 300 m je nach dem Steigen und Fallen der Bahn nach dem Übergang zu für den Lokomotivführer und den Fuhrmann übersichtlich gemacht werden.

Der Kreuzungswinkel zwischen Bahn und Weg soll $> 30°$, bei Verlegungen aber tunlichst $\geqq 45°$ sein (Abb. 42). Die Richtung der Rampe hängt meist von der Lage des alten Wegs ab, der unter Umständen verlegt werden muß, wenn hierdurch günstigere Geländeverhältnisse erreicht oder kostspieliger Grunderwerb vermieden wird. Bei einer Verlegung ist auf die Vermeidung von Längen- und Höhenverlust zu sehen.

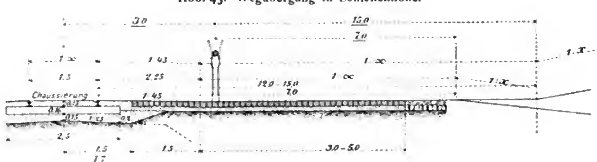
Abb. 42. Wegverlegung.



α) *Breite.* Die vorhandene Breite des Weges kann, abgesehen von den Ortsstraßen, auf dem Übergang in Schienenhöhe selbst im allgemeinen um 1,0 m eingeschränkt werden. Bei Feldwegen bedingt der Verkehr landwirtschaftlicher Maschinen eine lichte Weite der Schranken von 5,0 m und mehr. Die Rampen werden bei einer Höhe von mehr als 1,0 m in Bogen zweckmäßig um 1,0 m verbreitert.

β) *Die Neigungsverhältnisse.* Die Größe der Neigung der Rampen richtet sich nach den in dem zu überführenden Wege vorhandenen Neigungen, nach seiner Bedeutung und den Geländeverhältnissen und wechselt zwischen 1 : 40 und 1 : 12. Nach der Bahn hin wird man aus Sicherheitsgründen verhältnismäßig geringere Neigungen anwenden. Vor dem eigentlichen Gleisübergang wird man bei H. B. und N. B. wagerechte

Abb. 43. Wegübergang in Schienenhöhe.



Haltestrecken für das Fuhrwerk einlegen, und zwar nach Abb. 43 im Auftrage auf 7,0 m, im Abtrage auf 15 m bei H. B. von der Schranke ab, bei Nebenbahnen von der nächsten Schiene ab gerechnet[26]). Die Wagerechte wird zweckmäßig 5 cm tiefer als die S. O. gelegt und nach dieser hin mit 1 : 45 angerampt.

γ) *Die Krümmungsverhältnisse.* Die Größe des Halbmessers für die Krümmungen richtet sich nach den vorhandenen Bogen und dem Verkehr (Langholz). Zwischen Gegenkrümmungen ordnet man eine Zwischengerade gleich dem größten Radstand der Fahrzeuge, gewöhnlich also $\geqq 4,0$ m, an. Den eigentlichen Schienenübergang wird man bei Gegenkrümmungen in die Gerade legen, bei einfachen Bogen ist der Schnittwinkel zwischen der Bahnachse und der Tangente des Bogens (vgl. oben) maßgebend.

δ) *Befestigung.* Der Schienenübergang wird befestigt wie die vorhandenen Wege durch Pflasterung, Beschotterung oder Bekiesung, seltener durch Bohlen.

Das Gleis selbst legt man im Wegübergang am besten in ein Schotterbett auf Packlage. Die Beschotterung reicht seitlich wenigstens 25 cm über die Schwellenköpfe hinaus. Zur Überdeckung des Schotters wird Steingrus verwendet. An die Beschotterung reiht sich der Länge des Weges nach eine Pflasterstrecke von 3,0 bis 6,0 m, um das Aufwickeln des Straßenschmutzes auf das Gleis zu mindern und das Anziehen der Zug-

[26]) In Abb. 43 sind die nur für Hauptbahnen geltenden Maße unterstrichen.

tiere zu erleichtern. Hieran schließt sich die gewöhnliche Straßendecke, die zwischen den Schienen nicht gewölbt hergestellt wird.

Die Spurkranzrille, die nach der Umgrenzung des lichten Raumes unter Berücksichtigung der Spurerweiterung in den Bogen (vgl. § 3, 3, S. 173) herzustellen ist, wird in erster Linie durch einfaches Aussparen der Wegedecke — in der Regel dem Schotter oder auch dem Pflaster — gebildet. Vgl. die Abb. »Schienenbefestigung in Wegübergängen auf eisernen Schwellen« in § 23. Die Anordnung von besonderen Schutzschienen beschränkt man auf sehr schiefe und verkehrsreiche Übergänge. Hinsichtlich des Oberbaues vgl. § 22, 4.

ε) *Schranken* (Verschlußvorrichtungen). Bei Hauptbahnen verlangt die B. O. die Aufstellung leicht sichtbarer Schranken, deren Entfernung vom nächsten Gleis man nicht unter 2,5 m, meist zu 3 m wählt (vgl. Abb. 43, S. 184). Die Schranke muß in jeder Stellung 0,5 m von der Umgrenzung des lichten Raumes abstehen. Die Weite der Schranken wird oft nach der Weite zwischen den Brüstungen der Kunstbauten der Straßen genommen, oft auch größer, namentlich bei Triften und Kunststraßen, bei letzteren in der Regel = der Steinbahnbreite + 1 m für den Fußweg.

In der Regel werden die Schranken gleichlaufend mit der Bahn aufgestellt, bei sehr spitzem Winkel zwischen Bahn und Straße auch senkrecht zur Straße zur Verringerung der Schrankenlänge. Hierdurch wird aber die Gefahrstrecke für die Fuhrwerke vergrößert. Im Dunkeln sollen, solange die Schranken geschlossen sind, die Übergänge erleuchtet sein.

Man unterscheidet:

a) unmittelbar vom Wegübergang aus bediente und
b) fernbediente Schranken.

Die unmittelbar vom Standort des Wärters bedienten Schranken werden eingeteilt in:

1. Kettenschranken,
2. Schiebe- (Einlege-) und Rollschranken,
3. Dreh- und Torschranken und
4. Schlagbaumschranken, im Bedarfsfall mit Hängegitter und mit einem Gegengewicht versehen, meist gekuppelt und gleichzeitig verschließbar[27]).

Schlagbaumschranken haben in der Regel eine lichte Weite von 4,5 bis 12,0 m. Die ersteren drei Arten sind nur für geringere Weiten von 4,0 bis 6,0 bis 8,0 m gebräuchlich. Die Schranken werden aus Holz oder Eisen hergestellt. Werden die Schranken, wie dies bei übersichtlichen und bei einer mehr als 50 m betragenden Entfernung auch bei nicht verkehrsreichen Übergängen zulässig ist, aus der Entfernung bedient — Zugschranken — so müssen sie von der Hand geöffnet und geschlossen werden können, beleuchtet werden und mit einer Glocke versehen sein, die vom Standort des Wärters aus bedient werden kann. Der Standpunkt des Wärters soll nicht mehr als 600 m, bei Bogen 300 bis 400 m vom Übergang entfernt sein.

Abb. 44 zeigt eine von der Firma C. STAHMER A.-G., Georgmarienhütte bei Osnabrück hergestellte Zugschranke mit Vorläutezwang für eine Weite von 7,0 m. Die Verwendung von Gußeisen ist hierbei auf das Mindestmaß beschränkt und fast nur Stahlblech und Schmiede-

---

[27]) Vgl. RÖLL, Enzyklopädie des Eisenbahnwesens: Abschlußvorrichtungen; ferner A. BLUM, Eisenb.-Technik der Gegenwart. II. Bd., I. Abschnitt, 2. Aufl., S. 113 und WEGELE im HEUSINGERschen Kalender für Eisenb.-Techniker 1908, VII, S. 133, sowie die Bücher der Stellwerksfirmen u. a. C. STAHMER, Georg-Marienhütte bei Osnabrück. In der Eisenbahntechnik ist a. a. O. S. 139 eine durch den Zug selbst auf elektrischem Wege betätigte durch Gas angetriebene an Stelle einer durch einen Wärter fern bedienten Zugschranke von WITTFELD-PINTSCH-GERDES beschrieben.

eisen verwendet. Die Zugschranken werden zweckmäßig mit einer zwangsweise wirkenden Vorläuteeinrichtung und selbsttätigem Rückläutewerk nebst Anzeigevorrichtung versehen.

Für fernbediente (Zug-) Schranken werden fast ausschließlich Schlagbäume verwendet.

An Fußwegen können **Drehkreuze** zugelassen werden. Bei geringem Verkehr sind auch verschließbare und nur nach Bedarf zu öffnende oder zeitweilig ganz zu schließende Schranken zulässig. Bei Neben- und Lokalbahnen werden Schranken nur ausnahmsweise verlangt und eine Bewachung des Wegüberganges bei Vorüberfahrt des Zuges von der Fahrgeschwindigkeit und der mangelnden Übersichtlichkeit abhängig gemacht (vgl. B. O. § 18, 3 und 46, 5).

ζ) *Sonstige Sicherungs-* u. *Nebenanlagen.* Vor den Wegübergängen in Schienenhöhe müssen für Fußgänger und Fuhrwerke nach der B. O. u. den Gz. f. L. Warnungstafeln aufgestellt werden. Bei Neben- und Lokalbahnen werden in der Zugrichtung rechts von der Bahn je nach den Neigungsverhältnissen der Strecke, näher oder weiter vom Übergang entfernt, besondere Signale bestehend aus rechteckigen, dreieckigen oder rautenförmigen Tafeln oder einer Zusammensetzung beider aufgestellt, welche dem Lokomotivführer Läuten, Pfeifen, Halten oder eine Ermäßigung der 40 km übersteigenden Geschwindigkeit vorschreiben, siehe Signalbuch der Pr.-H. Staatsbahnen, Anhang 1, S. 72.

Warnungsläutewerke haben sich bisweilen bei unübersichtlichen Wegübergängen bewährt. Eine Sicherung höherer Rampenböschungen durch Prellsteine oder Geländer wird vorgesehen werden müssen. Bei Anpflanzung von Bäumen und Hecken ist auf Übersichtlichkeit und Verminderung von Schneeverwehungen hinzuwirken. Die Bahngräben werden unter den Überwegen mittels Seitendurchlässen durchgeführt.

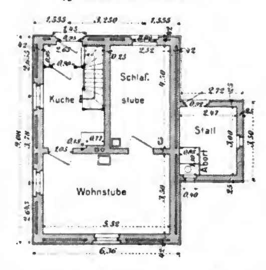
Zur Unterbringung der Bahnwärter, denen vielfach die Bedienung der Schranken und die Streckenbewachung obliegt, werden an den Wegübergängen **Bahnwärterhäuser** erforderlich, für die eine geschützte, trockene Lage zu wählen ist. Abb. 45 gibt einen bewährten Grundriß eines Wärterhauses wieder[28]. Unter Umständen wird noch ein besonderer Raum für einen etwaigen Ablöser erforderlich.

Abb. 44. Zugschranke mit Vorläutezwang.

[28]) Ansichten und Schnitte finden sich im »Lehrbuch des Hochbaues«, herausgegeben von Esselborn Kap. VIII: »Entwerfen«, Leipzig 1908.

b) **Wegüberführungen**, deren Anordnung in Kap. VII: »Brückenbau« besprochen wird, werden auf freier Strecke an Stellen hergestellt, wo die Einschnitte eine genügende Tiefe für die Durchführung der Bahn unter der herzustellenden Überbrückung besitzen. Hierzu ist eine lichte Höhe über der Bahn erforderlich, welche sich durch die Höhe der Umgrenzung des lichten Raumes und eines kleinen Spielraumes bestimmt (vgl. § 3 unter 3).

Abb. 45. Bahnwärterhaus. M. 1 : 200.



Bei Hauptbahnen beträgt die gesamte erforderliche Höhe von Schienen- bis Wegeoberkante 4,8 + 0,10 + Bauhöhe der gewählten Brücke. Als außreichendes Maß kann bei eingleisigen Bahnen und geraden Trägern etwa 5,5—6,0 m angenommen werden. Bei gewölbten, über zweigleisige Bahnen führenden Überführungen aus Stampfbeton im Fall mit Eiseneinlagen und auch aus Bruchstein genügt eine Höhe von 6,60 m[29]).

Bei **Wegüberführungen** kann man eine Vergrößerung der erforderlichen Bauhöhe durch Anrampung erzielen. Wird die talseitige Rampe hierbei etwa zu steil, so muß, wie in Abb. 46 u. 47, angedeutet, die Richtung derselben verändert werden, um eine

Abb. 46 u. 47. Wegüberführung.
Abb. 46. Querschnitt.

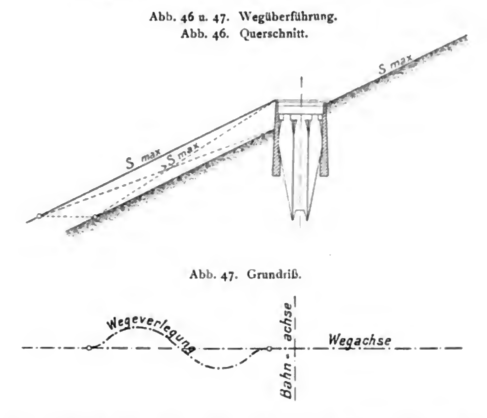


Abb. 47. Grundriß.

Ermäßigung der Steigung herbeizuführen. Bei einer Wegunterführung kommt dieses Mittel unter Umständen auch bei einer Einschnittsrampe des tiefer gelegten Weges in Betracht, ebenso bei Wegüberführungen in Schienenhöhe.

Die Wegüberführungen können auch mit dem Wege in ein Gefälle gelegt werden. Den Winkel zwischen Bahn und Wegüberführung wird man tunlichst 90° und nicht ohne

[29]) S. Organ für die Fortschritte des Eisenbahnwesens 1903, S. 118, mit Abbildungen von Wegunter- und -überführungen der bayerischen Staatseisenbahn.

Not $< 60^0$ machen. Auch hier hat man die Übersichtlichkeit für den Bahnbetrieb bei Anordnung der Bauwerke, besonders der Pfeiler oder Joche, und den Schutz gegen Feuersgefahr zu berücksichtigen. Namentlich bei Überführungen über Bahnhöfe, wo die Rampen oft durch lange Aufträge herzustellen sind, ist dies zu beachten. Wegen des seitlichen Spielraumes gegen die Umgrenzung des lichten Raumes vgl. § 3, 3.

c) Wegunterführungen werden im Auftrag an einem Punkte, wo die erforderliche Bauhöhe zwischen Gelände und Bahnplanum bzw. zwischen Straße und Schienenoberkante vorhanden ist, hergestellt. Diese Höhe ergibt sich aus der für die betreffende Wegegattung geforderten lichten Höhe und der Bauhöhe der Brücke. Durch Tieferlegung (Einschneiden) des Wegs kann unter Umständen diese Höhe erreicht werden. Wegen der Rampenanlage siehe unter b oben; hierbei ist auf die Entwässerungsmöglichkeit des Einschnitts zu achten.

Als ausreichendes durchschnittliches Maß für die Höhe einer Wegunterführung mittlerer Weite von Straßen- bis Schienenoberkante können 6,0 m angenommen werden, ein Maß, das sich jedoch im Notfall noch verringern läßt. Die Lichtweite einer Landstraßenunterführung kann zu

$$W = B + \tfrac{2}{3} f + 0{,}5, \qquad (1)$$

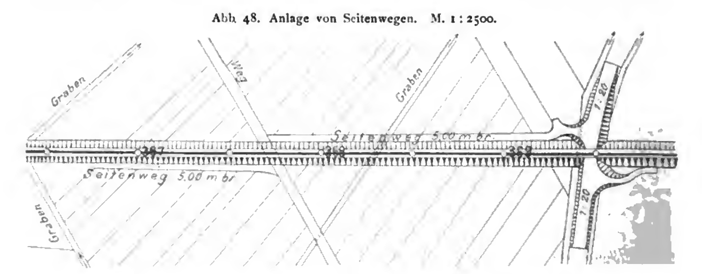
wenn B die Fahrbahn- und f die Fußwegbreite beträgt, im Mindestmaß jedoch mit 4,50 m angenommen werden. Die lichte Höhe H ist:

2,5 m für einen Durchgang,
4,5 m für einen Feldweg und
4,4 und 5,5 m für Neben- und Hauptstraßen.

Hinsichtlich der Fußwegunterführungen (Tunnels) neben den Planübergängen und unter den Gleisen der Bahnhöfe, den sog. schienenfreien Zugängen zu den Bahnsteigen, siehe den Abschnitt »Bahnhofsanlagen«. Überschlägliche Kostenangaben finden sich in HEUSINGER-MEYERS Kalender 1908, S. 137.

d) Seitenwege. Wegübergänge können auch ersetzt werden durch Anlage von Seitenwegen (Abb. 48) bis zum nächsten Bahnübergang, wie es häufig die Betriebssicher-

Abb. 48. Anlage von Seitenwegen. M. 1 : 2500.



heit und auch die Kostenersparnis verlangen. Seitenwege werden aber auch erforderlich, um durch die Bahn abgeschnittene Grundstücke wieder zugänglich zu machen (vgl. Abb. 48).

e) Mitbenutzung öffentlicher Wege. Zur Anlage von Eisenbahnen untergeordneter Bedeutung ist eine Mitbenutzung der öffentlichen Wege zulässig. Für Nebenbahnen macht man hiervon selten Gebrauch, dagegen um so öfter bei Lokal- und Kleinbahnen, die Zustimmung der Wegunterhaltungspflichten vorausgesetzt. Für Nebenbahnen

in Preußen kommt ein Ministerialerlaß vom 8. März 1881 in Betracht, wonach ohne vollständige Trennung des Bahnkörpers von der Straße die Mitbenutzung nur bei einer Fahrgeschwindigkeit von höchstens 20 km in der Stunde zulässig ist. Der für Landfuhrwerkverkehr verbleibende Wegteil soll auf einer Seite der Bahn liegen bleiben, und bei Führung der Bahn durch die Ortschaften das Gleis tunlichst in der Mitte der Straße geführt werden[30].

2. **Kreuzungen mit Wasserstraßen.** Die Höhenlage des Planums und der Schienenoberkante richtet sich nach der im einzelnen Falle vorgeschriebenen lichten Durchfahrtshöhe für die Schiffe bei dem höchsten schiffbaren Wasserstand. Aber auch in einfacheren Verhältnissen kann bei kleinen Wasserläufen, z. B. Mühlgräben, für die Ausübung des Fischfangs usw. eine gewisse Durchfahrtshöhe unter der Brücke, u. a. auch die Durchführung eines Durchgangs neben dem Wasserlauf oder dessen Überdeckung behufs Herstellung einer Durchfahrt unter der Brücke zur Aufrechterhaltung der Verbindung beider durch den Bahndamm getrennten Seiten des Geländes erforderlich werden.

Bei der Kreuzung einer Eisenbahn mit einem Kanal wird man die Lage des letzteren als unveränderlich ansehen müssen und den Kanal und den Leinpfad zusammen, letzteren mit einer lichten Höhe von 3,6 m, überbrücken. Ein Kanal kann mittels Brücke (siehe Kap. VII: »Brückenbau«) überführt oder mittels Tunnel unterfahren werden.

Bewegliche Eisenbahnbrücken wird man als Verkehrserschwernis tunlichst vermeiden; dagegen sind bewegliche Straßenbrücken zulässig. Auch von der Anordnung schiefer Brücken wird man tunlichst Abstand nehmen und dafür eine zum kreuzenden Verkehrswege senkrecht liegende Brücke vorsehen.

3. **Kreuzung mit Eisenbahnen.** Die Zulässigkeit einer Kreuzung in Schienenhöhe richtet sich nach der Gattung der sich kreuzenden Bahnen. Hauptbahnen dürfen sich mit andern Bahnen außerhalb der Einfahrsignale der Bahnhöfe nicht in Schienenhöhe kreuzen; es ist dann unter Berücksichtigung der Umgrenzung des lichten Raumes und des vorschriftsmäßigen Spielraums eine Über- oder Unterführung herzustellen, je nachdem die Höhenlage der vorhandenen Bahn die eine oder andere Anlage nahelegt[31].

Die Genehmigung der Kreuzung einer Haupt- oder Nebenbahn mit einer Lokalbahn in Schienenhöhe wird voraussichtlich nicht erteilt werden, dagegen ist eine Kreuzung mit einer Kleinbahn, wenn auch nicht erwünscht, jedoch unter gewissen Voraussetzungen und Sicherheitsmaßregeln zulässig[32].

Die Kreuzung zweier Lokal- oder Kleinbahnen in Schienenhöhe und in freier Strecke ist nach den Gz. f. L. wegen der geringen Geschwindigkeit und des geringen Verkehrs zulässig. Wo örtliche Verhältnisse die Fernsicht verhindern, sollen in gegenseitiger Abhängigkeit stehende Signale die Kreuzung decken.

§ 8. Schutzanlagen und Schutzlage der Bahn.

I. Schutzanlagen.

1. **Schutzanlagen gegen die Bewirtschaftung und Benutzung der Nachbargrundstücke.**

a) Grenzschutzstreifen. Neben dem Rande der Einschnitts- und Dammböschungen werden fortlaufend Grenzschutzstreifen von 0,8 bzw. 0,6 m Breite liegen gelassen und die Grenzsteine wenigstens ebensoweit abgerückt (vgl. Abb. 31, S. 175).

b) Torfschutzstreifen. Bei Torfstechereien oder der Möglichkeit der Anlage solcher werden nicht angreifbare Torfschutzstreifen neben der Bahn durch Ankauf oder

[30] Vgl. »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, 4. Aufl., Teil I, Bd. I, Kap. I, S. 75.

[31] Wegen der hierbei anzuwendenden Neigungen vgl. Zentralbl. der Bauverw. 1902, S. 141: A. Blum, Über Gleisentwicklungen.

[32] Preuß. Ministerialerlasse vom 10. April 1893 und 24. Oktober 1896.

grundbuchmäßige Belastung festgelegt. Die Entfernung der äußeren Grenze von der Planumskante beträgt bei $1\frac{1}{2}$facher Böschung 1,5 H + 2,0 m, wenn H die ganze Tiefe von dem Planum bis zum festen Untergrund bedeutet[33]).

c) Einfriedigungen müssen bei H. B. da angelegt werden, wo die gewöhnliche Bahnbewachung nicht ausreicht, um Menschen und Vieh vom Betreten der Bahn abzuhalten, sowie zum Schutz der Bahnbeamten nicht nur auf den Brücken und deren Anschlüssen an die Dämme, sondern auch über den niedrigen in der Böschung liegenden Stirnen der Durchlässe und Unterführungen.

Zwischen der Eisenbahn und solchen Wegen, welche unmittelbar neben der Bahn in gleicher Höhe oder höher liegen, sind Schutzwehren bei H. B. unbedingt, bei N. B. nach Bestimmung der Aufsichtsbehörde (vgl. B. O. u. T. V.) erforderlich, für die nach näherer Bestimmung der Landespolizeibehörde auch Gräben mit Seitenaufwurf angesehen werden können[34]).

Vgl. auch § 7 (unter 1 e: »Die Mitbenutzung öffentlicher Wege«).

Die Einfriedigungen werden aus Holz, Stein oder Eisen (Draht) als Zäune oder Geländer, aber auch als Hecken 1,0—1,2 m hoch hergestellt. (Vorsicht wegen Schneeverwehungen!)

Abb. 49 u. 50. Feuerschutzstreifen.
Abb. 49. Lageplan. M. 1 : 1000.

Waldbestand. Wundstreifen. Altbestandener Schutzstreifen. 20–40 m. Schutzstreifen (Verjüngte Seite). Wundstreifen. Waldbestand.

2. Schutzanlagen gegen Feuer und Wind.

Wald- oder Moorschutzstreifen werden längs der Bahn in einer der Örtlichkeit nach zu bestimmenden Breite zum Schutze des Waldes und von trocknen Mooren[35])

[33]) Vgl. »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, 4. Aufl., Teil I, Bd. II. S. 271, Abb. 65.

[34]) Vgl. Heusingers Kalender f. Eisenb.-Techniker, Wiesbaden 1908, Abschn. VII, S. 133.

[35]) Vgl. Oberschulte, Über den Torfeinschnitt der Nebenbahn Ülzen—Triangel, Ztschr. f. Bauw. 1900 S. 379, und »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, 4. Aufl., Teil I, Bd. II, S. 269, Abb. 59.

gegen Feuersgefahr angelegt. Die Entstehung eines Brandes wird häufig veranlaßt durch den Funkenauswurf oder das Offenlassen des Aschekastens der Lokomotive. Im Wald soll andererseits durch die Schutzstreifen der Bahnbetrieb gegen Windbruch gesichert werden.

a) Feuerschutzstreifen innerhalb der Waldbestände[36]. Die Gefahr der Anzündung des Waldes durch Kohlenauswurf hängt ab von der Größe der glühenden Kohlenstücke, von der Stärke und Richtung des Windes, der Entzündbarkeit des Bodenüberzugs und der Art des Waldbodens selbst. Hiergegen werden im Nadelwald nach den Vorschlägen des Forstmeisters Kienitz nach den preuß.-hess. Vorschriften, Kassel 1905, auf beiden Seiten der Haupt- und Nebeneisenbahnen 12—15 m breite bestandene Schutzstreifen hergestellt. Auf diesen Schutzstreifen soll jedes durch Funkenauswurf entstehende Feuer von selbst erlöschen, ehe es in die Kronen aufschlägt, und ferner sollen diese Schutzstreifen alle auf den Wald zufliegenden Kohlenstückchen auffangen, da diese infolge ihrer Schwere in der ruhenden Luftschicht des Schutzbestandes zu Boden fallen. Diese Schutzstreifen gestatten eine forstliche Bewirtschaftung bis dicht an den Bahnkörper heran.

Die Schutzstreifen werden gegen das Überlaufen eines Böschungsfeuers gegen die Bahnböschung durch einen 1,0 m breiten, gegen den Waldbestand durch einen 1,5 m breiten Wundstreifen abgegrenzt; vgl. Abb. 49 u. 50. Die beiden Längswundstreifen werden nach Abb. 49 in Abständen von 20 bis 40 m durch 1,0 m breite Querwundstreifen verbunden. Der Boden der Schutzstreifen ist bis zu einer Höhe von 1,5 m am Stamm hinauf von brennbaren Stoffen frei zu halten. Dem Waldmantel am bahnseitigen Rand der Schutzstreifen muß jeder grüne Stamm und Zweig erhalten bleiben, um die leichteren, weiter fliegenden Funken aufzufangen (vgl. Abb. 50). Die Schutzstreifen werden auf trockenem, armen Sandboden, wo die Gefahr einer Zündung besonders groß ist, am besten mit der Kiefer, sonst auch mit der Fichte aufgeforstet.

Ältere Laubholz- und andere ungefährdete Bestände auf hinreichend frischem Boden werden unter Umständen allein durch den vorderen Wundstreifen am Böschungsrande genügend geschützt.

Für die Bestände der Schutzstreifen wird gegenüber dem Hauptbestand ein kürzerer, etwa 60- bis 80jähriger Umtrieb gewählt, um die Bahn gegen Windbruch zu schützen. Eine Verjüngung des Schutzstreifenbestandes darf niemals gleichzeitig auf beiden Seiten der Bahn, sondern nur einseitig —

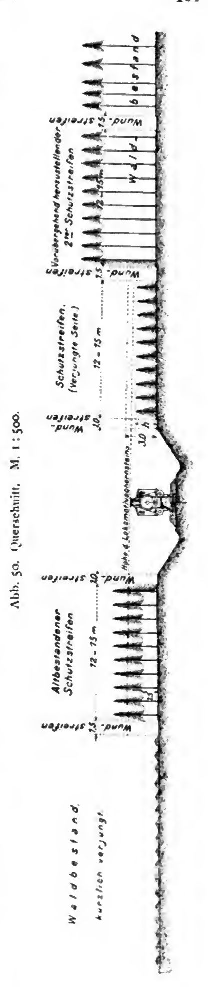


Abb. 50. Querschnitt. M. 1 : 500.

[36] Vgl. Dr. M. Kienitz, Maßregeln zur Verhütung von Waldbränden, Berlin 1904, und Ztschr. d. Ver. d. Eisenb.-Verw. 1903, S. 1280, sowie die Vorschläge von Hentig, ebenda 1904, S. 1566.

also wechselseitig — und niemals gleichzeitig mit der Verjüngung des dahinter liegenden Bestandes geschehen. Der Bestand auf der zweiten Seite der Bahn darf erst verjüngt werden, wenn die Anpflanzung auf der ersten verjüngten Seite genügende Höhe, die Höhe des Lokomotivschornsteins, erreicht hat. Die gleiche Höhe muß der hinter dem altbestandenen Schutzstreifen angelegte junge Bestand erreicht haben, ehe der Schutzstreifen selbst abgetrieben werden darf. Bis der auf dem Schutzstreifen angelegte junge Bestand (vgl. Abb. 50 rechts) eine Höhe von etwa 3 m erreicht hat, ist hinter ihm ein bestandener Schutzstreifen von etwa 12 bis 15 m Breite zu unterhalten.

Auch soll vermieden werden, die zu schützenden Hauptbestände an beiden Seiten der Bahn gleichzeitig zu hauen, damit die Bahnlinie immer wenigstens von einer Seite gegen den Wind geschützt ist.

Die Wundstreifen können durch befahrene Wege, vorhandene Wassergräben ersetzt oder mit Seradella angesät werden. Bei trockenem Moor- oder Torfboden kommt eine Besandung in Frage.

Bei besonders dem Wind ausgesetztem Gelände wird ein zweiter, im Fall ein dritter Schutzstreifen angelegt.

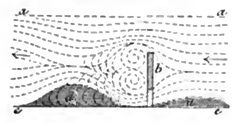
Beim Neubau von Bahnen wird der Bestand längs des Bahnkörpers nur so weit abgetrieben, als es für die Sicherheit des Bahn- und Telegraphenbetriebs vor überfallendem Holze und für die Übersichtlichkeit der Strecke erforderlich ist. Beiderseits der Bahn wird der vorhandene Bestand in der angegebenen Weise zu einem bestandenen Schutzstreifen umgewandelt. Bei hohem sturmgefährdeten Bestand wird dieser, soweit erforderlich, abgetrieben und sofort wieder aufgeforstet[37]).

b) Schutzmauern gegen Windangriff. Gegen den unmittelbaren Angriff des Windes werden in Österreich (Istrien und Dalmatien) gegen die Borastürme Schutzmauern angewendet, um Betriebsstörungen vorzubeugen[38]).

3. Schutzanlagen gegen Schnee. Man wird von vornherein flache Einschnitte möglichst vermeiden oder sie tunlichst gleichlaufend mit der herrschenden Windrichtung anordnen. Da eine solche Lage aber auf die Linienführung oft einen sehr ungünstigen Einfluß haben würde, so werden besondere Schneeschutzanlagen erforderlich.

Die Schneewehen sind Schneeablagerungen, welche an geeigneten Stellen beim oberen oder unteren Schneetreiben entstehen, und zwar während des Schneefalls oder nach diesem. Die Größe der Schneeablagerung hängt ab von der Stärke, Art und Dauer des Schneefalls während des Schneetreibens, von der Windgeschwindigkeit, von der Menge und Beschaffenheit des schon vorher gefallenen Schnees und von der Beschaffenheit und Ausdehnung des Vorlandes. Die Gestalt der Schneeablagerung dagegen hängt ab von der an der Ablagerungsstelle infolge ihrer Form eintretenden oder hervorgebrachten Verringerung der Windgeschwindigkeit.

Abb. 51. Schneeablagerung hinter einem dichten Zaune.



Die Ablagerung hinter einem dichten Zaun entsteht nach Abb. 51[39]), wo *a a* die Grenze des ungestörten Luftstromes und *d d* die sich bildenden Ablagerungen bezeichnen.

In einem Einschnitt geht die Ablagerung nach Abb. 52 [39]) vor sich.

[37]) Die KIENITZschen Schutzstreifen sind vom deutschen Forstwirtschaftsrat 1905 den übrigen deutschen Staaten empfohlen.

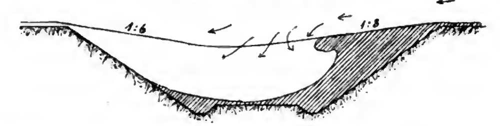
[38]) Vgl. Ztschr. d. Vereins d. Eisenb.-Verw. 1906, S. 234.

[39]) Die Abb. 51 bis 57 sind E. SCHUBERT, »Schutz der Eisenbahnen gegen Schneeverwehungen und Lawinen«, Leipzig 1903, entnommen

Erfahrungsgemäß ist folgendes festgestellt:

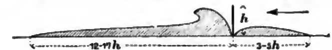
a) Vor und hinter senkrechten Wänden, wie dichten Zäunen, Dämmen usw., lagert sich bei Schneetreiben der Schnee nach einer Neigung von 1 : 8 bis 1 : 10 ab.

Abb. 52. Schneewehe in einem Einschnitt.



b) An einem durchlässigen Zaun lagert sich der Schnee nach Abb. 53 ab.

Abb. 53. Schneeablagerung an einem durchlässigen Zaun.



c) Bei Schneestürmen von nicht ungewöhnlicher Dauer ist im deutschen Klima eine Ablagerungsfläche je nach der Tiefe des Vorlandes von 1 bis 5 qm, unter Umständen sogar bis 16 qm, auf 100 m Vorlandstiefe in der Windrichtung gemessen, erforderlich, wenn der Bahnkörper frei bleiben soll.

d) Ablagerungen werden im allgemeinen nicht entstehen, wenn Böschungen 1 : 8 bis 1 : 10 abgeflacht sind.

Der Gefahr der Schneeverwehung sind ausgesetzt bei genügendem Vorlande:

1. Die Einschnitte, welche nicht so tief sind (unter 3,0 bis 3,5 m), daß zwischen der oberen Böschungskante und dem Gleis genügend Platz zur Ablagerung des Schnees bleibt.
2. Diejenigen Bahnstrecken, welche in Höhe des auf dem Nachbargelände liegenden Schnees oder nur wenig tiefer liegen, so bei einer Dammhöhe $<$ 0,70 m.
3. Die Dammkrone hoher Eisenbahndämme oder von Anschnitten.

In Wäldern kommen Schneewehen nicht vor.

Schneeschutzanlagen sollen bei allen Windrichtungen die Ablagerung herangetriebener Schneemassen auf dem Gleise verhüten. Man unterscheidet solche Anlagen, die den Schnee vor dem Gleise an ungefährlicher Stelle und in unschädlicher Gestalt zur Ablagerung bringen oder aber ihn über das Gleis hinwegführen. Zu den zweckmäßig mit dem Neubau herzustellenden, hier besonders in Frage kommenden Schutzanlagen gehören:

1. Die Anlage von Waldschutzstreifen.
2. Die Aufstellung oder Ausführung von Schneezäunen, Hecken, Erddämmen, Mauern, in gehörigem Abstand vom Gleis.
3. Die Verbreiterung (Abgraben) der Einschnitte unter gleichzeitiger Anlage von Zäunen oder Schneedämmen.
4. Die Abflachung der Böschungen bei niedrigen Einschnitten oder an den Enden höherer mit einer Neigung 1 : 10.
5. Die Hebung der Schienenoberkante des in gleicher Höhe oder nur wenig tiefer als das Gelände liegenden Gleises.

a) Waldschutzstreifen als Schneeschutzanlagen stellt man zweckmäßig aus Fichten und Tannen in zwei verschieden alten Streifen her (Abb. 54), um bei wechselndem Um-

Abb. 54. Waldstreifen mit wechselndem Umtriebe.

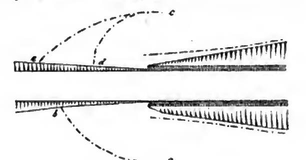


triebe die Pflanzung unten dicht zu halten. Der großen erforderlichen Breite halber können die Waldstreifen nur bei billigem Bodenpreis angeordnet werden.

Abb. 55. Einfacher dichter Zaun an der Böschungskante.



Abb. 56. Schneezaunführung an den Einschnittsenden[41].



b) Schneezäune aus alten Schwellen, Brettern oder aus Flechtwerk (auch lebenden) (Abb. 55) eignen sich am besten zur Fernhaltung des Schnees bei genügender Höhe und Entfernung vom Gleise[40]. Wo nicht hinreichend Grund und Boden erworben werden kann, stellt man versetzbare Schneezäune auf, um mit einer Pachtung des Geländes auskommen zu können. Bei großen Ablagerungsflächen (> 25 qm) werden zweckmäßig zwei gleichhohe Doppelzäune hintereinander angeordnet.

Bei schräg zur Bahn einfallenden Winden muß gegen ein Eintreiben des Schnees in die Einschnitte von der Seite her durch ein oder zwei der Höhe nach besonders zu bemessende Deckungszäune ein Schutz geschaffen werden. Die erforderliche Zaunführung ist in Abb. 56 dargestellt.

In ähnlicher Weise lassen sich bei Ausführung von Schneedämmen die Einschnittsenden decken.

An denjenigen Stellen, an denen der Bahnkörper etwa in gleicher Höhe mit dem Gelände liegt, wirken neben dem Bahnkörper z. B. als Abgrenzung eines Seitenwegs angepflanzte Hecken (Abb. 57), besonders Weißdornhecken, ungünstig, weshalb man sie zweckmäßig durch einen Drahtzaun ersetzt.

Abb. 57. Schädliche Wirkung von Hecken.

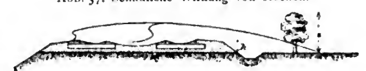
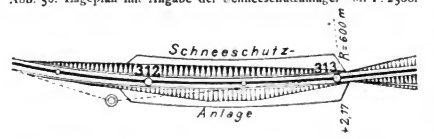


Abb. 58. Lageplan mit Angabe der Schneeschutzanlage. M. 1 : 2500.



[40] Nach E. Schubert, a. a. O. S. 31, soll bei billigen Bodenpreisen ein dichter Zaun um das Achtfache seiner Höhe vom Böschungsfuß abgerückt werden.

[41] Vgl. E. Schubert, a. a. O. S. 27 u. 31, oder Eisenbahnkalender 1906, S. 82 u. 83.

c) Einschnittsverbreiterung mit Schneedämmen. Sind die Schneewinde quer gegen die Längsrichtung der Bahn gerichtet, so werden vielfach bei nicht zu kostspieligem Grunderwerb (bei den deutschen nördlichen und östlichen Eisenbahndirektionen) längs flachen Einschnitten, deren Tiefe mehr als 0,50 m und weniger als 3,5 m beträgt, beiderseitige Schneeschutzstreifen von 12,5 m Breite angelegt (Abb. 58). Auf diesen wird dann die Ablagerungsfläche des Schnees mit 16 qm je nach der Tiefe der Einschnitte durch Errichtung von Schutzdämmen und teilweise Ausschachtung hergestellt (Abb. 59 u. 60). Die dem Wind entgegen gerichtete Böschung der Dämme ist

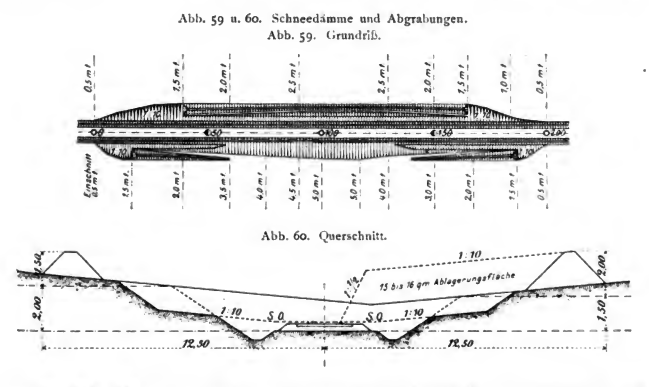


Abb. 59 u. 60. Schneedämme und Abgrabungen.
Abb. 59. Grundriß.

Abb. 60. Querschnitt.

tunlichst steil, bis 1 : 1, zu halten, um möglichst starke Luftströmung hervorzurufen. Ist der Einschnitt tiefer, so bildet die weit ausladende Böschung schon für die Schneeablagerung genügenden Raum. An den Einschnittsenden genügt eine Abflachung der Böschungen. Zwischen 0,0 m und 0,5 m Einschnittstiefe ist kein Schneeschutz erforderlich. Man hat jedoch das Wechseln der Windrichtung zu beobachten und zu verhindern, daß der Schnee über eine Abflachung in den Einschnitt hineingetrieben wird [42]).

4. Schutzanlagen gegen Lawinen und Bergstürze. Im Hochgebirge ist auch auf einen Schutz gegen Schneeverschüttungen durch Lawinen Bedacht zu nehmen, die meist an derselben Stelle wiederkehren. Bei der Linienführung sucht man den Lawinengang, das ist der Weg der Lawine von der Bildungsstelle bis zur Tiefe, durch Anlage von Tunneln oder Brücken zu umgehen oder, wenn das nicht angängig,

1. die Lawine durch Leitwerke von der Bahn abzulenken;
2. durch Schneegalerien (Schutzdächer oder Gewölbe) über die Bahn wegzuführen (vgl. auch Kap. II: »Straßenbau«);
3. durch Anlage von Erddämmen und Ausgrabungen vor der Bahn den Schnee abzulagern;
4. die Lawinenbildung durch Herstellung von Schneefängen (Mauern, Zäune im Anbruchsgebiet) oder durch Aufforstung (Anlage von Bannwäldern) zu verhindern.

Vor Steinschlägen schützt man die Linie durch Schutzdächer, Verhaue u. dgl.; drohenden Bergstürzen muß man aus dem Wege gehen.

---

[42]) Vgl. H. Dunay, Zentralbl. d. Bauverw. 1889. S. 45.

II. Schutzlage der Bahn zur Abwendung einer vom Bahnbetrieb herrührenden Feuersgefahr von Gebäuden und Lagerplätzen. In Preußen besteht in dieser Beziehung eine allgemeine Polizeiverordnung (E. V. Bl. 1893, S. 153), gültig für die Eisenbahnen, welche dem Eisenbahngesetz von 1838 unterliegen. Danach müssen neu zu errichtende Gebäude mit weichen, nicht feuersicheren Dächern von Eisenbahnen eine von der Mitte des nächsten Schienengleises zu berechnende Entfernung von mindestens 25 m innehalten.

Leicht entzündliche Gegenstände, die nicht durch feuerfeste Bedachungen oder durch sonstige Schutzvorrichtungen gegen das Eindringen von Funken und glühenden Kohlen gesichert sind, dürfen bei Eisenbahnen nur in einer Entfernung von mindestens 38 m von der Mitte des nächsten Schienengleises gelagert werden. Liegt die Eisenbahn auf einem Damm, so tritt zu den Entfernungen von 25 bzw. 38 m noch die anderthalbfache Höhe des Dammes.

Sonstige Gebäude und Gebäudeteile, die weder aus unverbrennlichen Stoffen hergestellt, noch durch Rohrputz oder in anderer gleich wirksamer Weise gegen Entzündung durch Funken gesichert sind, müssen von Eisenbahnen eine von der Mitte des nächsten Schienengleises zu berechnende Entfernung von mindestens 4 m innehalten.

Für Gebäude, Gebäudeteile und Öffnungen, die unterhalb der Oberkante der Schienen liegen, tritt an Stelle der Entfernung von 4 m eine solche von 5 m. Gebäude und Gebäudeteile, die mehr als 7 m über der Oberkante der Schienen liegen, sind den vorstehenden Bestimmungen nicht unterworfen.

Auch über das Vorhandensein und den Verschluß von Öffnungen in der Bahn zugekehrten Wänden trifft die Verordnung Bestimmungen. Hinsichtlich derjenigen Gebäude und leicht entzündlichen Gegenstände, die bei der Anlage einer Eisenbahn innerhalb der Entfernungen bereits vorhanden, bzw. gelagert sind, hat der Regierungspräsident zu bestimmen, ob und welche Vorkehrungen zum Schutze gegen die durch die Nähe der Eisenbahn bedingte Feuersgefahr getroffen werden müssen.

D. Betriebstechnische Grundlagen der Linienführung.

§ 9. Widerstände und Zugkräfte. Die Betriebskosten einer Linie sind vor allem von den Widerständen, d. h. von den Steigungen und Krümmungen abhängig. Mit der Zunahme der Steigung und der Abnahme der Halbmesser der Bogen wachsen die Widerstände, welche von der Zugkraft bei einer bestimmten Geschwindigkeit überwunden werden müssen. Es muß demnach auch die Zugkraft und die Geschwindigkeit der Größe der Steigung der Bahn und dem Halbmesser ihrer Bogen angepaßt werden.

Für den Betrieb ist es somit wünschenswert, eine Bahn möglichst gerade und wagerecht anzulegen. Ferner wird die Leistungsfähigkeit einer Bahn um so größer sein, je gleichmäßiger der Gesamtwiderstand bleibt, da dann die Lokomotive am besten ausgenutzt werden kann. Die Aufsuchung einer Linie von möglichst gleichbleibendem Widerstand ist deshalb bei der technischen Linienführung die Hauptaufgabe.

1. Die Größe des Widerstandes in der geraden und auf der wagerechten Bahn hat man durch Versuche gefunden. Er besteht in Reibungs- und Luftwiderständen und wächst zum Teil — besonders die letzteren — mit der Geschwindigkeit und hängt ab von der Güte der Bahn, der Bauart, dem Zustand[43] und der Belastung der Fahrzeuge.

[43] So vergrößern z. B. die unrunden Räder der Bremswagen den Widerstand erheblich.

In der Geraden und Wagerechten wird die Zugkraft = dem Widerstand

$$Z = w_g \cdot Q \tag{2}$$

wenn w_g die Widerstandsziffer und Q das Zuggewicht bedeutet.

Überschläglich kann man für Vollspur nach GOERING die Widerstandsziffer w_g [44]) setzen für ganze Züge in kg für die t des Zugewichts Q, das Lokomotivgewicht mit eingerechnet, oder in °/₀₀ des Zuggewichts $w_g = 2{,}5 + 0{,}0006\,v^2$ für Güterzüge, aus verschiedenen Wagengattungen, teils G (gedeckte), teils O (offene) Wagen, zusammengesetzt, und für Personenzüge mit leichten Wagen; ferner $w_g = 2{,}5 + 0{,}0004\,v^2$ für beladene Rohgutzüge und D-Züge. Hierbei ist v die Zuggeschwindigkeit in km für die Stunde. Genau ist die Widerstandsziffer für die Lokomotive getrennt von der für den Tender und die Wagen zu berechnen.

Für Schmalspurbahnen fehlt es noch an Versuchen, vgl. aber die GOERINGschen Angaben in der »Hütte« [44]).

2. Widerstand in der Steigung. Soll eine Last bergwärts, d. h. in der Steigung bewegt werden, so wird nach Abb. 61

$$Z = w_g \cdot Q \cdot \cos\alpha + Q \cdot \sin\alpha = Q(w_g \cos\alpha + \sin\alpha). \tag{2}$$

Abb. 61. Widerstand in der Steigung.

Da aber α bei den Reibungsbahnen sehr klein, so kann annähernd $\sin\alpha = \operatorname{tg}\alpha$ und $\cos\alpha = 1$ gesetzt werden, und es wird dann:

$$Z = Q(w_g + \operatorname{tg}\alpha), \tag{3}$$

oder, da $\operatorname{tg}\alpha$ gleich dem Steigungsverhältnis s ist:

$$Z = Q(w_g + s), \tag{4}$$

d. h. die Widerstandsziffer in der Steigung ist: $w_s = s$.

Erfolgt die Bewegung talwärts, d. h. im Gefälle, so wird die mit der Bahn gleichlaufende Seitenkraft $Q \cdot \sin\alpha$ negativ, d. h. die Gleichung lautet:

$$Z = w_g \cdot Q \cdot \cos\alpha - Q \cdot \sin\alpha,$$

und die Zugkraft Z ist:

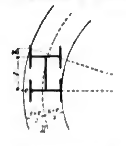
$$Z = Q(w_g - s). \tag{5}$$

Man kann daraus folgern, daß die Größe der Steigung durch das Verhältnis zwischen der auf einmal zu befördernden Last und der hierfür aufwendbaren Zugkraft bedingt wird.

3. Widerstand in der Krümmung. Der Widerstand in den Bogen hat seinen Grund hauptsächlich darin, daß die Räder der Eisenbahnfahrzeuge fest auf den Achsen sitzen und diese gleichlaufend in gleichem Abstand gelagert sind, ohne daß sie sich gegeneinander verstellen können (Abb. 62) [45]). Er wächst demnach mit dem Abnehmen des Bogenhalbmessers R im Verhältnis zur Spurweite, hier der Fahrzeuge s, und zum Radstand l, aber auch bei ungenügender Spurerweiterung e und Überhöhung der äußeren Schiene; oder: der kleinste anwendbare Krümmungshalbmesser hängt ab von dem Radstand und der Spurweite der Fahrzeuge. Die Widerstandsziffer w_r in °/₀₀ oder in kg



Abb. 62. Widerstand in Krümmungen.



[44]) Näheres s. »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, Bd. V, Kap. II, S. 179 f., und »Des Ingenieurs Taschenbuch«, herausgeg. v. Verein »Hütte«, 19. Aufl., Berlin 1905, Abt. II, S. 501.

[45]) Die Abb. 62 ist dem »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, Bd. V, Kap. II, S. 134, entnommen.

für die t des zu bewegenden Gewichts in einem Bogen mit dem Halbmesser R findet man: $w_r = \frac{k}{R-c}$, wobei k und c Erfahrungswerte sind; dieselbe nimmt also bei kleiner werdendem Halbmesser rasch zu[46]).

Der Krümmungswiderstand ist im Gegensatz zum Steigungswiderstand stets positiv, wirkt also bei der Talfahrt bremsend.

Man kann setzen[47])	k	c
für Hauptbahnen ($R \geqq 300$ m)	650	60
für Nebenbahnen	650	55
für vollspurige Lokalbahnen	500	30
für Schmalspurbahnen mit einer Spur von 1,00 m	400	20
für Schmalspurbahnen » » » » 0,75 m	350	10
für Schmalspurbahnen » » » » 0,60 m	280	5

Die Leistungsfähigkeit einer Bahn hängt im wesentlichen also von den Steigungs- und Krümmungsverhältnissen ab, weshalb bei gegebener Zugkraft die Zuglänge durch die größte Steigung unter Berücksichtigung der Krümmungen bedingt ist.

Beispiel. Auf einer Hauptbahn steht für einen Rohgüterzug eine Güterzugslokomotive mit einer Zugkraft von $Z = 5000$ kg zur Verfügung. Wieviel Lastachsen kann dieselbe auf einer Steigung von 5‰ bei zahlreichen Krümmungen von $R = 300$ m und bei einer Geschwindigkeit von 20 km für die Stunde dauernd bergan ziehen?

Es ist nach Seite 197: $w_g = 2{,}5 + 0{,}0004\,v^2 = 2{,}5 + 0{,}0004 \cdot 400 = 2{,}70,$

$$w_r = \frac{650}{300-60} = 2{,}70,$$

$$w_s = s = 5{,}00.$$

Es wird dann: $w_g + w_r + w_s = 10{,}40$

und $$Q = \frac{Z}{w_g + w_r + s} = \frac{5000}{10{,}40} = 480{,}8 = \text{rund } 481 \text{ t}.$$

Da nun das Gewicht der Lokomotive, des Tenders und des Packwagens 38,5 + 28,5 + 15 = 82 t beträgt, so bleiben für das Zuggewicht 481 — 82 = 399 t übrig. Das Gewicht einer Lastachse beträgt 7,5 t; daher können in dem Zuge 53 Lastachsen oder 26 beladene offene Rohgutwagen mit einer Geschwindigkeit von 20 km/Stunde befördert werden.

4. Maßgebende Steigung. Der Höhenplan einer Bahn weist, namentlich im Flachland, nicht immer eine und dieselbe Steigung, sondern verschiedene Steigungen auf. Man versteht nun unter maßgebender Steigung einer Linie die größte auf derselben vorkommende Steigung[48]). Diese ist bestimmend für das Zuggewicht, daher auch für die Zahl der Achsen, welche sich auf der ganzen Betriebsstrecke mit gegebener Zugkraft befördern lassen. Die maßgebende Steigung s_m soll, bei Ersteigung größerer Höhen, tunlichst gleich der zweckmäßigsten Steigung sein. Es ist dabei eine entsprechende Ermäßigung der größten Steigung in Bogen vorausgesetzt (s. S. 200).

5. Zweckmäßigste Steigung s_z. Soll das Zuggewicht Q bei gegebener Zugkraft und Geschwindigkeit auf eine bestimmte Höhe H befördert werden, so kann dies über

[46]) Vgl. Goering in der Röllschen Enzyklopädie. Wien 1895, S. 3392.

[47]) Vgl. Goering in der »Hütte«. Berlin 1905, S. 500. Ferner Birk im »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, Bd. V, 7. Abt. Schmalspurb. S. 12, sowie in Heusinger-Meyers Kalender 1908, XIV, S. 249.

[48]) Von einer etwa angeordneten Anlaufsteigung, vgl. S. 201, und von einem möglichen Vorspann oder einer Zugteilung wird hierbei abgesehen.

verschiedene Linien mit verschiedenen Steigungen geschehen. Kann man dabei dieselbe Lokomotive und dieselbe Geschwindigkeit voraussetzen, so ist diejenige Steigung und also auch diejenige Linie die zweckmäßigste, bei der das Gewicht Q als von der Steigung abhängige Größe, geteilt durch den Weg $L = \frac{H}{s}$, am größten wird. Über die Ableitung des Wertes für s_z vgl. GOERING, Neigungsverhältnisse, in der RÖLLschen Enzyklopädie des Eisenbahnwesens, S. 2442.

6. Bremsgefälle. Diejenige Steigung s_b, bei welcher bei der Talfahrt $Z = o$, also nach Gleichung 5, S. 197 $w_g = s_b$ wird, bezeichnet man als Bremsgefälle. Wächst die Steigung über diesen Wert, so wird ein Bremsen erforderlich, wenn der Zug nicht eine Beschleunigung erfahren soll.

7. Steigungen unter dieser Grenze nennt man unschädliche, darüber liegende schädliche unter der Voraussetzung, daß in beiden Richtungen bergauf und bergab annähernd gleich viel Lasten zu befördern sind. Bei der unschädlichen Steigung ist, $s < w$ vorausgesetzt:

bei der Bergfahrt $Z_b = Q(w + s)$,
bei der Talfahrt $Z_t = Q(w - s)$,
im Mittel also $Z_m = Q \cdot w$,

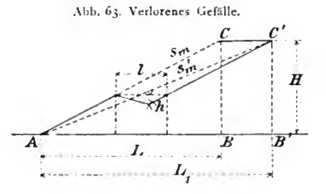
d. h. die Steigung bleibt ohne Einfluß auf die Zugkraft, also auch auf deren Kosten. Der Mehraufwand an Zugkraft bei der Bergfahrt wird bei der Talfahrt gespart, oder mit andern Worten: der Betrieb auf Strecken mit Steigungen, die unter dem Bremsgefälle, also nach obigem etwa 2,7 ‰ für Güterzüge[49] bleiben, ist nicht kostspieliger als auf wagerechten.

Ist aber die Steigung s größer als das Bremsgefälle $s_b = w_g$, so wird der Mehraufwand an Zugkraftkosten bei der Bergfahrt bei der Talfahrt nicht nur nicht erspart, sondern es müssen noch die Bremskosten zur Vernichtung der Arbeit der Schwerkraft aufgewendet werden. Es ist nämlich:

$$Z_b = (w + s) Q \quad \text{und}$$
$$Z_t = (w - s) Q; \quad \text{da aber } Z_t = 0, \text{ so wird}$$
$$Z_b + Z_t = (w + s) Q \quad \text{oder, da } s > w,$$
$$Z_b + Z_t > 2 w Q.$$

8. Verlorenes Gefälle. Man kann daher auch sagen: Bei Flachlandbahnen, bei denen die durchschnittliche Neigung $s_d < s_b$, braucht man »verlorene« Gefälle nicht zu vermeiden, wenn dieselben $< s_b$ sind, da eine Verteuerung der Zugkraftkosten nicht eintritt. Allerdings wird man einen Wechsel der Neigungen wegen der Dampfzulassung nicht zu oft eintreten lassen dürfen. Ferner: Bei Gebirgsbahnen ($s_d > s_b$) ist jedes verlorene Gefälle nach Möglichkeit zu vermeiden; es bedeutet einen Höhen- und damit auch einen Längenverlust: $L_1 - L = l$ (Abb. 63), welcher besser zu einer Ermäßigung von s_m auf s'_m benutzt werden könnte. Die Linie einer Gebirgsbahn wird man ohnehin künstlich entwickeln müssen, um eine bestimmte Höhe H mit einer bestimmten »maßgebenden« Steigung s_m

Abb. 63. Verlorenes Gefälle.



[49] LAUNHARDT setzt das Bremsgefälle = 3,6 ‰ s. die Theorie des Trassierens. Hannover 1887, II, S. 36.

zu erreichen. Nur bei zwingenden Gründen, namentlich der Lage der Stationen zu den Ortschaften, oder anderweitiger Rücksichten auf die Baukosten wegen wird man von der durchgehenden Steigung abgehen.

9. Verbindung zwischen Neigung und Krümmung. Bei einer in der Neigung und in der Krümmung liegenden Strecke ist der Widerstand bei der Talfahrt:

$$w = w_g - w_s + w_r = w_g - (s - w_r).$$

Wird $s = w_g$, also $= s_b$, so ist der Widerstand

$$w = s_b - (s_b - w_r) = w_r, \text{ oder, erst dann, wenn } s = s_b + w_r \text{ wird,}$$

ergibt sich:

$$w = w_g - (s_b + w_r - w_r) = w_g - s_b = 0,$$

d. h. es verschwindet erst dann der Widerstand, und erst dann wird ein Bremsen erforderlich. In Bogen kann daher bei der Talfahrt die Neigung um den Krümmungswiderstand w_r steiler sein, ohne schädlich zu werden.

Bei schädlichen Neigungen (von $s > s_b$) wird in Krümmungen ein Teil der Bremskraft durch den Krümmungswiderstand gedeckt. Oder mit andern Worten: Das Einlegen von Bogen verursacht in unschädlichen Neigungen in beiden Richtungen Mehrkosten, bei schädlichen Neigungen nur bei der Bergfahrt. Daher kann man folgern: Bei Gebirgsbahnen braucht man Bogen weniger zu scheuen, als bei Flachlandbahnen.

10. Ermäßigung der Steigung in Bogen. In den Bogen erhöht sich der Steigungswiderstand, und muß deshalb die Steigung entsprechend ermäßigt werden, wenn der Gesamtwiderstand sich gleichbleiben soll. Daher wird:

$$s_r = s - w_r$$

oder

$$s = s_r + w_r. \tag{6}$$

Ist nach Abb. 64 s_r die ermäßigte Steigung des l Meter langen Bogens mit dem Halbmesser r, so wird der Höhenverlust auf der Bogenlänge l:

Abb. 64. Ermäßigung der Steigung in Bogen.

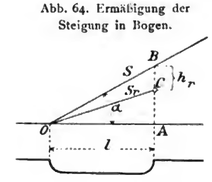


Abb. 65. Zeichnerische Ermittelung der maßgebenden Steigung unter Berücksichtigung des Krümmungswiderstandes.

$$h_r = BC = AB - AC = l(\text{tg}\,\alpha - \text{tg}\,COA)$$

oder

$$h_r = l(s - s_r).$$

Nach Gleichung 6 ist aber $s - s_r = w_r$, und daher:

$$h_r = l \cdot w_r. \tag{7}$$

Der gesamte Höhenverlust für eine Anzahl Bogen wird dann:

$$\text{Summe } h_r = \text{Summe } (w_r \cdot l_r).$$

Man erhält dann die maßgebende Neigung:

$$s_m = \frac{H + \text{Summe } h_r}{L} = s_d + \frac{\text{Summe } w_r \cdot l_r}{L}$$

in der Geraden und nach GOERING zeichnerisch[50], wenn man zur Höhe $BC = H = L \cdot s_d$ (Abb. 65) noch den Höhenverlust der einzelnen Bogen zufügt und aus der so vergrößerten Gesamthöhe BD und der Länge AB die Hypotenuse AD zeichnet. Man hat daher beim Entwerfen einer Linie die durchschnittliche Neigung s_d um den zu schätzenden Bogenwiderstand zu erhöhen. In jedem einzelnen Bogen geht dann der Höhenverlust h_r ab, und man kommt schließlich mit der Linie auf den Punkt C in der Höhe H über AB an, die man erreichen will.

Ist für Bahnen mit steileren Neigungen die für die Zugkraft und das zu befördernde Gewicht maßgebende Neigung entsprechend den Krümmungen vermindert, um einen möglichst gleichbleibenden Widerstand zu erzielen, so ist der Krümmungswiderstand in dem Neigungswiderstand enthalten und braucht dann nicht mehr besonders berücksichtigt zu werden.

11. Anlaufsteigung. Ausnahmsweise können kürzere Strecken mit steileren sog. Anlaufsteigungen angelegt werden, welche ohne Erhöhung des Dampfverbrauchs durch Verlust der Geschwindigkeit mittels der sog. lebendigen Kraft erstiegen werden können, wobei allerdings Zeit verloren geht. Es berechnet sich[51]) annähernd die mittels Anlaufs auf eine Länge l zu nehmende Höhe

$$h = s_a \cdot l = \frac{v_1^2 - v_0^2}{2g} \cdot \frac{s_a}{s_a - s_m},$$

wenn auf die Neigung s_m eine steilere Neigung s_a von der Länge l folgt und v_0 die Geschwindigkeit am Anfang der Anlauframpe und v_1 die an deren Ende übrigbleibende ist.

Bei Gleisen, auf denen schnelle und langsamer fahrende Züge verkehren, sind bei Bestimmung der Höhe der Anlauframpe nur die langsam fahrenden Züge, d. h. die Güterzüge, zu berücksichtigen. Es berechnet sich z. B. bei $v_1 = 12{,}5$ m für die Sekunde, d. i. 45 km die Stunde, und $v_0 = 5{,}0$ m für die Sekunde, und bei einer $s_m = 5\text{‰}$ und $s_a = 10\text{‰}$ h zu 13 m und $l = \frac{h}{s_a} = 1300$ m.

Man kann daher sagen, wenn auf einer Bahn mit einer maßgebenden Steigung von 5‰ Strecken zu 10‰ aus irgend einem Grunde eingelegt werden sollen und nicht länger sind als 1300 m, so können diese Strecken bei der Belastung der Züge unberücksichtigt bleiben: kurze und steile Anlauframpen wird man aber vermeiden. Unmittelbar vor Stationen ist eine Anlaufsteigung unschädlich, wenn die Züge daselbst halten und sich die Lokomotive bei dem Aufenthalt erholen kann.

§ 10. Die Wahl der Neigungs- und Krümmungsverhältnisse.

1. Die Steigungsverhältnisse.

a) Stetige Steigung. Hat eine Linie, wie im Gebirge, größere Steigungen zu überwinden, so wird man nach den Erörterungen § 9, S. 196, die Höhe durch eine stetige Steigung zu erreichen suchen und jede verlorene möglichst vermeiden. Muß eine Steigung, welche etwa der größten zulässigen entspricht, auf mehr als 5 km ausgedehnt werden, so wird man sie durch wagerechte oder $< 2{,}5\text{‰}$ geneigte Strecken unterbrechen, wenn die etwaigen schon vorhandenen Bahnhofsneigungen dies nicht unnötig machen. Es ist dann der Lokomotivführer in der Lage, den Dampfdruck und Wasserstand durch Heizung und Speisung des Kessels auf der nötigen und vorgeschriebenen Höhe zu erhalten.

---

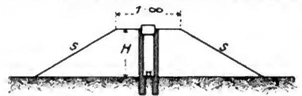
[50]) RÖLLsche Enzyklopädie des Eisenbahnwesens, S. 2444.

[51]) Vgl. »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, 3. Aufl., Bd. V, Abt. I, Kap. II, S. 195.

b) Steigungsänderungen.

α) *Steigungsvergrößerung.* Durch Einlegen von Anlaufsteigungen können in der Ebene gegen das Gelände hochliegende Brücken, Bahn- und Straßenunterführungen oder auch festliegende Wegübergänge in Schienenhöhe mittels Rampen überwunden werden (Abb. 66).

Abb. 66. Bahnüberführung mittels Anlaufsteigung.

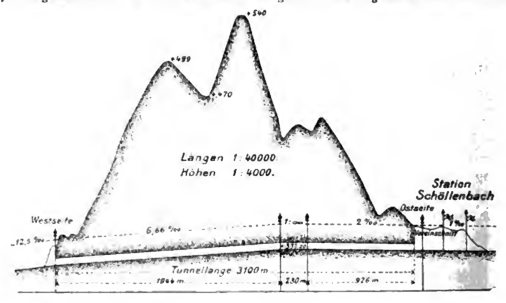


β) *Steigungsermäßigungen.* Vor und hinter den Stationen wird man die Neigungen ermäßigen (vgl. § 4, S. 178), ebenso in längeren stark gekrümmten Strecken. Umgekehrt wird man in stark geneigten Bahnstrecken möglichst flache Krümmungen anordnen, und, wenn lange Bogen und Gerade miteinander abwechseln, diesen Grundsatz möglichst durchführen. Wo man aber, wie bei einer Gebirgsbahn, eine kurze Zwischengerade zwischen den zahlreich aufeinander folgenden Bogen erhält, wird man nicht etwa an jedem Bogenende einen Gefällwechsel vorsehen, sondern die verringerte Neigung auf längere Strecken beibehalten (vgl. auch über die zulässige Länge der ununterbrochenen Steigung oben unter a).

c) Anordnung der Gefällwechsel. Das nahe Aneinanderrücken der Gefällwechsel ist aus Betriebsrücksichten zu vermeiden. Bogenanfang und Gefällwechsel legt man mit Rücksicht auf die erforderliche Ausrundung und die Übergangsrampe nicht zusammen, sondern stärkere Neigungswechsel vielmehr in die Gerade.

d) Anordnung der Neigungen im Tunnel. Auch im Tunnel ist die größte zulässige Neigung mit Rücksicht auf die wegen der Feuchtigkeit der Schienen geringere Reibung um etwa $\frac{1}{10}$ bis $\frac{1}{8}$, z. B. von 10 auf 9 bis 8,5‰, zu ermäßigen, um so mehr, wenn der Tunnel in der Krümmung liegt. Bei längeren, insbesondere bei Wasserscheidentunneln ist es zweckmäßig, die Neigungslinie nach beiden Enden des Tunnels mit Gefälle anzulegen, weil dann die Entwässerung und die Förderung der Massen erleichtert wird. Bei in der Neigung liegenden Bergnasentunneln (vgl. Abb. 74, S. 204), die meist ohnehin kürzer sind, ist dies untunlich. Man hilft sich dann u. a. durch einen besondern, mit Gegenneigung angeordnetem Entwässerungskanal, wie beim Cochemtunnel[52]) der Moselbahn.

Abb. 67. Längenschnitt des in der Wasserscheide liegenden Krähbergtunnels der Odenwaldbahn.



[52]) Lengeling, Deutsche Bauz. 1876, 1877 u. 1888.

Die Anordnung einer Wagerechten in der Mitte eines langen Tunnels (Abb. 67) ist vorteilhaft, weil diese gleichzeitig zur Abrundung der Gefällwechsel dienen kann und weil sie den Durchschlag erleichtert, dessen genauen Ort man von vornherein nicht kennt.

e) Die Ausrundung der Gefällwechsel soll den Übergang zwischen zwei verschiedenen Neigungen vermitteln, um die Gefahr eines Abhebens der entlasteten Räder oder ein Aufsteigen der Radflanschen (Abb. 68 u. 69) zu vermindern. Der Halbmesser

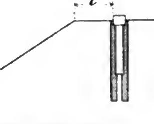
Abb. 68 u. 69. Gefällwechsel ohne Ausrundung.

Abb. 70 u. 71. Gefällwechsel mit Ausrundung.

R der Ausrundungsbogen (Abb. 70 u. 71) soll bei Haupt- und Nebenbahnen auf freier Strecke mehr als 5000 m betragen; vor den Eingangsweichen der Stationen kann er, insbesondere bei Nebenbahnen und bei starken Neigungen, auf 2000 m, bei Lokalbahnen auf 500 m mit Rücksicht auf die geringere Geschwindigkeit herabgesetzt werden. Die Länge der Berührenden t beträgt bei einem Übergang aus der Wagerechten in ein Gefälle von $s\,‰$: $t = R \cdot \mathrm{tg}\frac{\alpha}{2} = \frac{2000}{2} \cdot \frac{s}{1000} = s$ m, also z. B. bei einer Neigung von $5\,‰$ $t = 5$ m.

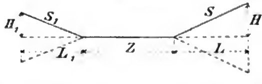
Die Länge dieser Ausrundungs-Berührenden muß bei Feststellung der Länge der Bahnhof-Wagerechten, welche durch sie verkürzt wird, berücksichtigt werden (vgl. Abb. 38, S. 178). Ebenso ist bei den ausführlichen Vorarbeiten wenigstens darauf zu sehen, daß die Gefällwechsel nicht zu nahe an die Eingangsweiche eines Bahnhofes ebenso auch nicht an die Bauwerke rücken (Abb. 72 u. Abschnitt J, § 38).

Abb. 72. Abstand des Gefällwechsels von einem Bauwerk.



f) Die Zwischenstrecken zwischen Gegenneigungen. Man läßt in den höchsten und tiefsten Punkten der Bahnlinie stärkere Gefälle oder Neigungen nicht in einem Winkel (\/ oder /\) zusammenstoßen, sondern legt zwischen beide eine Wagerechte (Abb. 73) oder eine flache Neigung von bestimmter Länge ein. Die Geschwindigkeitsänderungen beim Übergang von dem Gefälle in die Steigung oder aus der Steigung ins Gefälle veranlassen leicht ein Auflaufen oder Zugtrennungen mit ihren Folgen, wie Ablaufen vom höchsten Punkt, eine Gefahr welche durch die Anordnung der Wagerechten gemindert wird.

Abb. 73. Zwischenstrecke zwischen Gegenneigungen.

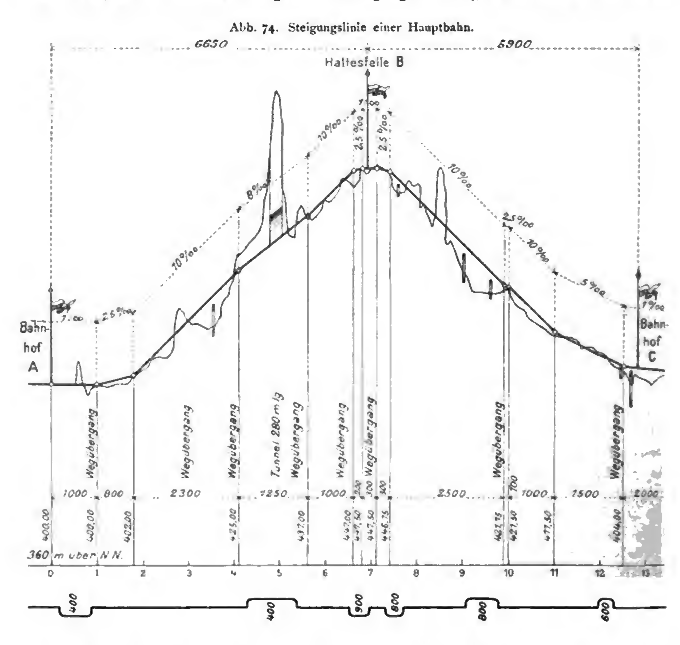


Die B. O. § 7, 8 verlangt zwischen Gegenneigungen von mehr als $5\,‰$, wenn H oder $H_1 \geqq 10$ m (Abb 73), eine Zwischenstrecke Z von mehr als 500 m Länge und weniger als $3\,‰$ Neigung, welche zur Ausrundung mit benutzt werden kann. Die T.V. dagegen

fordern eine ebenso geneigte Zwischenstrecke Z von Güterzuglänge, wenn L oder $L_1 >$ 1000 m ist. Bei Lokalbahnen sind nach den Gz. f. L. zwischen Gegenneigungen, insbesondere solchen von 10 ‰ und darüber, Wagerechte oder weniger geneigte Zwischenstrecken erwünscht.

g) Beispiel der Steigungslinie einer Hauptbahn. Als Beispiel einer zweckmäßig angeordneten Steigungslinie einer Haupteisenbahn ist in Abb. 74 der Längenschnitt einer Linie, welche mit einer maßgebenden Steigung von 10 ‰ entworfen ist, dargestellt.

Abb. 74. Steigungslinie einer Hauptbahn.



Am Fuße der Steigungen wie im Scheitel ist die Linie durch Neigungen vor und hinter der Wagerechten abgerundet, so daß der Längsschnitt, als ein einheitlicher Linienzug betrachtet, an den schärfsten Knickstellen ausgerundet erscheint.

h) Vorgeschriebene Steigungsgrenzen. Die Steigungen sollen bei Hauptbahnen nicht übersteigen:

im Gebirge 25 ‰, oder 1 : 40,
im Hügellande 10 ‰, oder 1 : 100,
im Flachlande 5 ‰, oder 1 : 200.

Für die verschiedenen Bahngattungen ist vorgeschrieben ein größtes Gefälle:
für Hauptbahnen von 25 ‰ (1 : 40);

für Nebenbahnen von 40 ‰ (1 : 25); nach den T. V. bis 30 ‰ (1 : 33,3)[53], größere Steigungen als 12,5 ‰ (1 : 80) bei H. B. und 40 ‰ (1 : 25) bei N. B. bedürfen besonderer Genehmigung der Aufsichtsbehörden;
für Lokalbahnen von 45 ‰, (1 : 22) besser 35 ‰ (1 : 28); vgl. Gz. f. L.;
für elektrische Bahnen von 100 ‰ (1 : 10);
für Zahnradbahnen von 250 ‰ (1 : 4), jedoch nur von 100 ‰ (1 : 10), wenn Fahrzeuge der H. B. auf eigenen Rädern übergehen sollen. Vgl. Gz. f. L.

Für Schmalspurbahnen betragen die Steigungen:

bei 1,00 m Spur < 25 ‰ (1 : 40), ausnahmsweise 35 ‰ (1 : 28),
bei 0,75 m » < 30 ‰ (1 : 33,3), » 40 ‰ (1 : 25),
bei 0,60 m » < 35 ‰ (1 : 22), » 45 ‰ (1 : 22).

Ausgeführte Größtsteigungen. Die Semmering- und Brennerbahn weisen 25 ‰, die Gotthardbahn 27 ‰, die Mont Cenis- und Arlbergbahn 30 ‰, die Schwarzwaldbahn 22,22 ‰, die Nebenbahn Mörlenbach-Wahlen im Odenwald 33,33 ‰, die österreichische Tauernbahn 27 ‰, die Ütlibergbahn bei Zürich 50 bis 70 ‰ (1 : 20 bis 1 : 14,3), die schmalspurige (1 m) Albulabahn in der Schweiz 35 ‰ Steigung auf.

2. **Die Krümmungsverhältnisse** einer Bahn hängen von der Bauart der Lokomotiven und Wagen ab, und zwar ist in erster Linie für die Größe der Halbmesser die Länge des Radstandes der Fahrzeuge maßgebend (vgl. § 9, 3, S. 197). Gehen also Züge mit den Lokomotiven von einer bestehenden Linie auf eine anschließende neu zu erbauende Bahn über, so sind nicht nur die Steigungen, sondern auch die Krümmungen nach denen der bestehenden Strecke zu wählen.

a) Die kleinsten zulässigen Halbmesser. Den kleinsten Halbmesser wird man für Hauptbahnen je nach dem Baugelände annehmen

im Flachlande zu $\geqq$ 1000 m,
im Hügellande zu $\geqq$ 500 m,
im Gebirge zu $\geqq$ 300 m.

In Schnellzugsstrecken sollten Gegenkrümmungen Halbmesser von > 500, besser von > 1000 erhalten (Anw. f. Stat., vgl. Abschnitt J, § 36). Der nach der B. O. und T. V. noch zugelassene kleinste Halbmesser für die durchgehenden Gleise der H. B. beträgt 180 m, in der Regel aber 300 m, sonst ist besondere Genehmigung, auch die des R. E. A., erforderlich.

Der kleinste Halbmesser beträgt

für Nebenbahnen 100 m; 180 m aber, wenn Fahrzeuge der H. B. übergehen sollen; in Preußen sind 250 m als erwünscht bezeichnet,
für Lokalbahnen 150 m bei Hauptbahn-Wagenübergang.

Bei Schmalspurbahnen beträgt die Größe des kleinsten Halbmessers

bei 1,0 m Spur 50, besser 75 m,
bei 0,75 m » 40, » 50 m,
bei 0,60 m » 25, » 30 m.

Bei elektrischen und Pferdebahnen bei gut gebauten Wagen können noch kleinere Halbmesser verwendet werden.

In Preußen ist als kleinste Länge des Halbmessers bei Anschlußgleisen zugelassen:

---

[53] Die preuß. Vorschriften über allgemeine Vorarbeiten vom 15. Mai 1897 gestatten nur bis 33 ‰. Es ist dann zu prüfen, ob Zahnstrecken nicht vorteilhafter werden.

α) 180 m, wenn beliebige Hauptbahn-Lokomotiven übergehen sollen;
β) 140 m, wenn nur Nebenbahn-Lokomotiven mit höchstens 3 m festem Radstand, aber Wagen mit mehr als 4,5 m festem Radstand übergehen sollen;
γ) 100 m wie zu β, wenn der Radstand der Wagen aber $< 4,5$ m ist;
δ) 150 m bei Lokalbahnen mit Hauptbahn-Wagenübergang auf freier Strecke;
ε) 60 m bei vollspurigen Anschlußgleisen an Lokalbahnen.

b) Die Zwischengerade mit den Übergangsbogen. Zwischen den im Linienzug einer Bahnstrecke aufeinander folgenden Kreisbogen sind sog. Zwischengerade von bestimmter kleinster Länge Z (Abb. 75) erforderlich. Diese Länge ist bedingt durch

Abb. 75. Länge der Zwischengeraden bei Gegenkrümmungen.

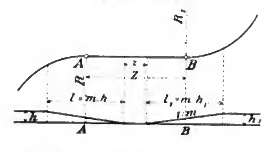


Abb. 77. Länge der Zwischengeraden bei Bogen gleicher Krümmung.

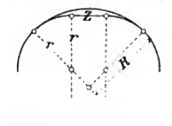
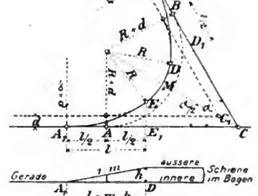


Abb. 76. Übergangsbogen.



die Länge der am Übergang vom Kreisbogen zur Geraden einzulegenden Überhöhungsrampen und der meist mit ihnen zusammenfallenden Übergangsbogen von den Längen l bzw. l_1, welche wiederum von dem Halbmesser der Bogen und der Bahngattung abhängen.

Dieser parobolische Übergangsbogen soll einen allmählichen Übergang von der Krümmung mit dem Halbmesser R zu der Geraden mit dem unendlich großen Krümmungshalbmesser vermitteln. Im Aufriß soll der Übergangsbogen gleichzeitig den Übergang von der in dem Bogen erforderlichen Überhöhung der äußeren Schiene gegen die innere (Abb. 76; vgl. auch den Abschnitt: »Oberbau« § 20) zu der Höhenlage der Schienenoberkante in der Geraden vermitteln. Am Beginn der Kreiskrümmung bei D bzw. E soll die volle Höhe erreicht sein. Die Länge des Übergangsbogens, welcher zur Hälfte vor und zur Hälfte hinter dem Berührungspunkt A und B (Abb. 75) zu liegen kommt, l bzw. l_1, beträgt für Hauptbahnen bei $R = 300$ m, $2 \cdot 20 = 40$ m, nimmt dann ab auf $2 \cdot 10$ m bei $R = 600$ m und bleibt sich dann gleich bis $R = 3000$ m. Bei Nebenbahnen ist $l = 2 \cdot 10 = 20$ m für $R = 100$ bis 600 m.

Die seitliche Verschiebung d des Kreisbogens, welche erforderlich ist, um den Übergangsbogen einlegen zu können, beträgt z. B. bei H. B. für $R = 300$ m : 222 mm, bei Nebenbahnen für $R = 100$ m : 167 mm, bei $R = 300$ m : 56 mm.

Zwischen zwei Gegenkrümmungen ist die vorerwähnte Länge der Zwischengeraden Z so zu bemessen, daß die Fahrzeuge sanft und stetig übergehen. Zwischen den Endpunkten der Überhöhungsrampen von Gegenkrümmungen soll bei H. B. min-

destens eine Gerade von $z = 30$, besser von 50 m, besonders dann, wenn Schnellzüge mit unverminderter Geschwindigkeit durchfahren, bei N. B. eine solche von 10 m bleiben (s. Abb. 75).

Gewöhnlich ordnet man eine Zwischengerade Z von Zuglänge an. Wegen der Größe von Z auf Bahnhöfen vgl. § 38. Die Bahnhöfe selbst sollen möglichst eine Gerade von Zuglänge aufweisen.

Auch bei Bogen gleicher Krümmung (Abb. 77) ist dieselbe Zwischengerade Z anzunehmen; wird sie aber kleiner als 40 m, so ersetzt man besser den Linienzug durch eine einzige flache Krümmung, die man auch über kürzere Brücken führen kann.

Jedenfalls wird man eine rasche Senkung und Wiederanhebung der äußeren Schiene vermeiden und lieber bei einer Zwischengeraden $Z \leqq 40$ m die Gleisüberhöhung auch in der Geraden durchführen. Über die Durchführung der Überhöhung bei sich berührenden Kreisbogen verschiedener Halbmesser siehe Handbuch der Ingenieur-Wissenschaften, Bd. V., Kap. II, S. 154.

§ 11. Die Fahrzeuge.

1. Allgemeines. Für die Lokomotiven mit Tender sowie für die Wagen schreibt die B. O. in § 28 zwei bestimmte Umgrenzungen vor.

Die Räder, welche Spurkränze haben müssen, sollen einen Durchmesser von mindestens 850 mm im Laufkreise besitzen.

Die Räder der ursprünglichen Bahnfahrzeuge waren zuerst wie bei dem Straßenfuhrwerk auf der Achse drehbar; dann gab man die Verstellbarkeit der Achsen gegeneinander auf, und mit der Zeit hat man auch die Räder auf der Achse festgekeilt, was bei den Triebrädern der Lokomotive ohnehin nicht zu umgehen war. In den Bogen ist diese Bauart jedoch von ungünstiger Wirkung (vgl. den Abschnitt: G. »Oberbau«). Alle Eisenbahnfahrzeuge, Lokomotiven wie Wagen, hatten anfangs nur zwei Achsen und einen kurzen Radstand. Mit dem Anwachsen des letzteren und der Achszahl wuchs der Widerstand in den Bogen. Dieser wurde durch die Anordnung von Drehgestellen und die Verschieblichkeit der Mittelachsen vermindert. Erstere waren schon 1825 von G. Stephenson bei den Lokomotiven angebracht worden. Der feste Radstand soll, von Drehgestellen abgesehen, mindestens 2,50 und darf bei neuen Fahrzeugen höchstens 4,5 m betragen. Lokomotiven und Wagen müssen, und zwar letztere an beiden Enden, mit federnden Zug- und Stoßvorrichtungen (in Europa ist für Haupt- und Nebenbahnen die Zweipufferanordnung üblich, bei Kleinbahnen ist meist die Einpufferanordnung in Anwendung), die Wagen auch mit durchgehender Zugstange, sämtliche Fahrzeuge mit Schraubenkuppelung (Sicherheits-Kuppelung) doppelt verbunden sein[54]). Alle Wagen müssen mit Tragfedern versehen sein. Über die Bremseinrichtungen vgl. B. O. § 35 und T.V. § 135.

Nach dem Raddruck der Fahrzeuge bemißt sich die Stärke des Oberbaues. Für den Raddruck stillstehender Fahrzeuge ist bei Hauptbahnen für die Hauptgleise beim Neubau ein Gewicht von 8 bis höchstens 9 t zugrunde zu legen; sonst genügen 7,5 t Für die Tragfähigkeit der Brücken können u. U. noch größere Lasten in Frage kommen, vgl. B. O. § 16.

Bei Nebenbahnen ist besondere Bestimmung vorbehalten, ob der im allgemeinen zulässige höchste Raddruck von 7 bzw. 8 t überschritten werden soll.

Für vollspurige Lokalbahnen empfehlen die Gz. f. L. 6 bis 5, für die drei üblichen Schmalspuren 4,5, 4,0 und 3,5 t.

[54]) Die Versuche, zur Vermeidung von Unglücksfällen nach nordamerikanischem Vorgang, eine brauchbare selbsttätige Mittelkuppelung mit Einpufferanordnung zu finden, erscheinen z. Z. aussichtslos.

2. Die Bauart und die Leistungsfähigkeit der Lokomotiven. Von der Linienführung der Bahn, namentlich ihren Steigungsverhältnissen, hängt die Bauart und die Anforderung an die Leistungsfähigkeit der Lokomotiven ab. Für jede Bahn und jede auf ihr verkehrende Zuggattung, welche die Geschwindigkeit bedingt, läßt sich eine bestimmte, am meisten geeignete Lokomotivgrundform finden. Man wird bei der Linienführung die Beförderung der vollen Last mit einer Lokomotive bei der kleinsten möglichen Geschwindigkeit anzustreben suchen. Unter Umständen ist Nachschiebedienst in Aussicht zu nehmen.

Die Leistung der Lokomotive wird durch Rechnung ermittelt und hängt von der Größe des Dampfkessels, der Heiz- und Rostfläche, und der Geschwindigkeit ab. Hohe Zugkraft bedingt geringe Geschwindigkeit, und umgekehrt. Man stellt dann eine Übersicht der Belastung für alle Zuggattungen nach Streckengruppen auf. Aus diesen Belastungstafeln entnimmt man, wie viele Lastachsen eine bestimmte Lokomotive durchschnittlich bei einer bestimmten Grundgeschwindigkeit bei mittleren Witterungsverhältnissen auf einer bestimmten Strecke befördern kann. In den Dienstfahrplänen wird jetzt nach den Fahrdienstvorschriften für jede Strecke angegeben, wieviel Tonnen Zuglast eine bestimmte Lokomotivgattung zu befördern hat.

Unter Grundgeschwindigkeit versteht man die auf wagerechter, gerader Bahn anzuwendende Fahrgeschwindigkeit, die in Steigungen und Krümmungen entsprechend verringert wird, im Gefälle aber bis zur größten zulässigen Geschwindigkeit erhöht werden kann. Eine Zugförderungsstrecke soll tunlichst nicht sehr voneinander abweichende Steigungen, also auf den Belastungsstrecken einen möglichst gleichmäßigen Zugkraftsaufwand aufweisen und von einer Lokomotivstation zur andern reichen.

Die Entfernung der Lokomotivstationen richtet sich nach dem Verbrauch der Kohlen und dem Fassungsraum der Tender an Wasser und Kohlen. Man wird mit einem Vielfachen, z. B. mit jeder vierten Wasserstation, eine Kohlenstation verbinden müssen.

Im Gebirge wird man oft trotz Verwendung der schwersten Maschinen mit mehrfacher Kuppelung oft eine Verminderung der Zugstärke oder namentlich am Fuße von steilen Gebirgsrampen eine Teilung der Züge vornehmen müssen.

Die Wahl der Gattung der Lokomotive ebenso wie die der Wagen wird durch die Art des Verkehrs bestimmt.

Um die Zugkraft der Lokomotive zu erhöhen, hat man zwei bis vier Achsen mit der Treibachse gekuppelt und sie durch die Einführung der Verbunddampfmaschinen, sowie durch die Verwendung von überhitztem Dampf (Verbundlokomotiven, Heißdampflokomotiven) wesentlich erhöht. Bei den Lokomotiven ist es von Wichtigkeit, daß die Vorderachse mit $^1/_4$ bis $^1/_5$ des Gesamtgewichts belastet ist.

Man teilt heute die Lokomotiven ein in solche für den:

1. Personenzugs- und den Schnellzugsdienst,
2. Güterzugsdienst, ferner in
3. leichtere Lokomotiven für Lokalbahnen und den Verschubdienst,
4. Gebirgslokomotiven.

In den Abb. 78 bis 82[55]) sind diese vier hauptsächlichsten der Lokomotivgattungen nach dem Muster der Preuß. Staatsbahnen dargestellt.

---

55) Die Abb. 78, 79, 81 u. 82 sind dem »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, Bd. V, Kap. II, Bahn und Fahrzeug von F. Kreuter, S. 122, 125 u. 140 entnommen. Siehe daselbst auch S. 126 die Angaben über Tender, die etwas hinsichtlich der Gewichte von Tabelle I, S. 210 abweichen.

Die Zusammenstellung auf S. 210 gibt eine Übersicht über die Grundformen und die Leistungsfähigkeit (Zugkraft) einiger Hauptlokomotivgattungen für Haupt-, Neben- und Schmalspurbahnen[56].

Das Beispiel eines dreiachsigen Tenders zu Abb. 81 gibt Abb. 80[57]. Die Ladung beträgt 10,5 cbm Wasser, 4,0 t Kohlen; das Leergewicht 14,5 t; das Dienstgewicht 29,2 t, der Achsdruck im Dienst 9,7 t.

Abb. 78. 2/4 gekuppelte Schnellzugslokomotive HENSCHEL & SOHN, Kassel.

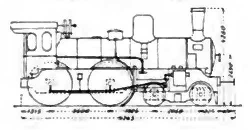


Abb. 79. 2/3 gekuppelte Normal-Personenzugslokomotive.

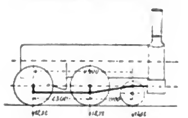


Abb. 80. Dreiachsiger Tender zu der 3/3 gekuppelten Normal-Güterzugslokomotive Abb. 81.

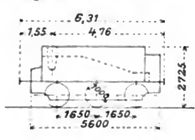


Abb. 81. 3/3 gekuppelte Normal-Güterzugslokomotive.

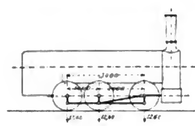
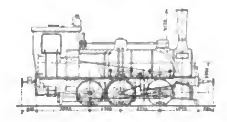


Abb. 82. 3/3 gekuppelte Nebenbahnlokomotive HENSCHEL & SOHN, Kassel.



3. **Die Wagen.** Zuerst in Amerika hat man durch die Anordnung der Drehschemel die Erbauung langer Wagenkasten ermöglicht, deren Länge bis zu 21 m anwächst. Die dreiachsigen Fahrzeuge mit festgelagerter Achse haben sich als unzweckmäßig erwiesen, bis man die Mittelachse beweglich machte. Der feste Radstand der Wagen ist nach den T. V. von dem Halbmesser der Krümmungen abhängig zu machen. Die Anwendung von, sich nach dem Mittelpunkt der Gleisbogen einstellenden Lenkachsen und Drehgestellen wird empfohlen. Über die Verschieblickeit der Mittelachsen vgl. B. O. § 30, 2.

Die Wagen werden eingeteilt in:

1. Personen-, Pack- und Postwagen,
2. Güterwagen mit ihren Sonderarten,
3. Wagen für Bau- und Betriebszwecke (Arbeitswagen, Kleinwagen, Revisionswagen, Schneeräumer).

Alle Arten der Eisenbahnwagen werden mit und ohne Bremsen gebaut.

Die Länge des Untergestells zweiachsiger Personen- und Güterwagen hängt von der Größe des Radstandes ab und ist höchstens gleich dem doppelten Radstand[58]; die größte Breitenausladung beträgt nach der B. O. 3,15 m. Die Fußbodenhöhe der Güterwagen soll 170 mm über Puffermitte liegen. Letztere liegt aber mindestens 940, höchstens 1065 mm über S. O.

[56] Vgl. WILHELM CAUER, Betrieb und Verkehr der Preuß. Staatsbahnen. Berlin 1897, I. Teil, S. 283.

[57] Abb. 81 ist auf Grund der Musterzeichnungen der Pr.-H. Staatsb. hergestellt.

[58] Vgl. die Zusammenstellung der Wagenlängen in »Die Hütte« 1905, S. 659.

Tabelle I.

Zusammenstellung der Grundformen und der Leistungsfähigkeit einiger Hauptlokomotivgattungen.

Gattung der Lokomotive	Gewicht: Ganzes Gew. (mit Tender) t	Gewicht: Reibungsgew. R t	Kessel: Rostfläche qm	Kessel: Heizfläche qm	Kessel: Dampfdruck at	Pferdekräfte	Z max. Zugkräfte $\frac{R}{6,5}$ kg	v km in der Stunde	Widerstand in der Wagerechten für 1 t: des Lokomot.-gewichts kg	Widerstand in der Wagerechten für 1 t: des Wagen- u. Tenderbruttogewichts kg	Geförderte Wagenbruttolast in t bei den angegebenen v und den nachfolgenden s ‰: 25 oder 1/40 t	10 oder 1/100 t	5 oder 1/200 t	2,5 oder 1/400 t	2 oder 1/500 t	v km in der Stunde	Bemerkungen
1. Normale $^3/_3$ gek.	38,5	38,5	1,53	125,0	10	325	5900	15	2,6	2,6	144	394	697	1071	1195	15	Es bedeutet z. B. $^2/_3$ gekuppelt, daß von 3 im ganzen vorhandenen Achsen der Lokomotive 2 mit der Pleuelstange des Dampfzylinders verbunden sind.
Güterzuglokom.	mit Tend.	—	—	—	—	437,5	5900	30	3,3	3,3	74	231	410	615	680	30	
mit Tender	66,0	—	—	—	—	500	5900	40	4,0	4,0	—	175	309	454	497	40	
2. Normale $^2/_3$ gek.	37,0	24,4	1,72	92,0	10	248	3754	20	2,8	2,8	57	200	369	574	640	20	
Personenzuglok.	mit Tend.	—	—	—	—	358	3754	40	4,0	4,0	—	108	204	307	339	40	
mit Tender	64,5	—	—	—	—	441	3754	60	6,0	6,0	—	60	117	170	184	60	
3. Normale $^2/_4$ gek.	48,0	28,0	2,25	125,0	12	338	4308	20	2,8	2,8	65	240	444	672	750	20	Nr. 1 bis 4 sind Normen der preuß.-hess. Staatsbahnen.
Schnellzuglokom.	—	—	—	—	—	600	4308	60	6,0	6,0	—	92	168	241	261	60	
mit vord. Drehgest.	mit Tend.																
(Erfurter Bauart) .	78,0	—	—	—	—	725	4308	90	10,5	10,5	—	—	62	82	96	90	
4. $^3/_3$ gekuppelte . .	29,2	29,2	1,30	60,3	12	217,1	4490	15	2,6	2,6	115	286	493	749	834	15	4 cbm Wasservorrat.
Tenderlokomotive	—	—	—	—	—	259,3	4490	30	3,3	3,3	—	147	253	375	413	30	1,3 t Kohlenvorrat.
für Nebenbahnen.	—	—	—	—	—	277,4	4490	40	4,0	4,0	—	105	179	259	283	40	
5. $^3/_3$ gek. Schmalspurbahnlokom. (Spur = 1,00 m) . .	15,0	15,0	0,45	25,0	14	—	2300	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
6. $^3/_3$ gek. Schmalspurbahnlokom. (Spur = 0,75 m) . .	16,8	16,8	—	29,7	12	—	2586	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
7. $^3/_3$ gek. Schmalspurbahnlokom. (Spur = 0,6 m) . .	12,4	12,4	0,43	23,0	12	—	1907	—	—	—	—	—	—	—	—	—	

1 Lastachse rechnet man zu 7,5 t, das Ladegewicht zu 5 t,
1 leeren Güterwagen zu $^1/_2$ Lastachse,
1 Personenwagen = 1 Lastachse.

Es wird eine Erhöhung des Ladegewichts der Güterwagen angestrebt.

In den Abb. 83 bis 88 [59]) ist ein zweiachsiger offener Güterwagen der preußischen Staatsbahnen mit einem Ladegewicht von 15 t, einem Eigengewicht von 7,2 bis 8,2 t,

Abb. 83 bis 88. Zweiachsiger offener Güterwagen der preußischen Staatsbahnen. M. 1 : 66$\frac{2}{3}$.

Abb. 83. Längsschnitt. Abb. 84. Ansicht.

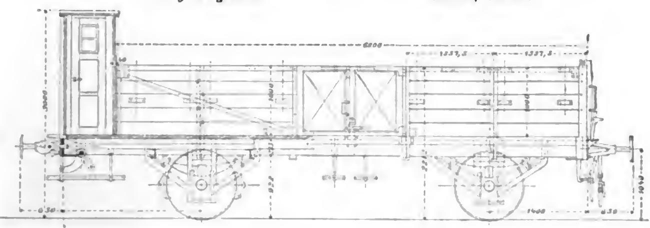


Abb. 85. Wagerechter Schnitt. Abb. 86. Senkr. Schnitt. Abb. 87. Stirnansicht. Abb. 88. Grundriß.

also einem Achsdruck bei voller Belastung von 11,1 t, einem Achsstand von 4,0 m sowie einer Länge von Puffer zu Puffer von 8,8 m mit und 8,1 m ohne Bremse dargestellt. Abb. 89 u. 90 [60]) S. 212 geben die Zeichnung eines offenen zweiachsigen Güterwagens für Schmalspurbahnen von 6 t Ladegewicht und 3,6 t Eigengewicht.

Die Kosten einer Schnellzugs-Lokomotive mit Tender betragen rund 60000 M., die einer Güterzugs-Lokomotive rund 50000 M., die eines Abteilpersonenwagens mit 42 Sitzplätzen rund 36000 M., die eines offenen Güterwagens rund 3200 M.

[59]) Die Abb. 83 bis 88 sind der »Eisenbahn-Technik der Gegenwart«, Wiesbaden 1898, Bd. I, S. 464, entnommen; vgl. ebenda die Zusammenstellung S. 461.

[60]) Die Abb. 89 u. 90 sind dem »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, Bd. V, Kap. II u. XIII, S. 94 bzw. 127, entnommen.

E. Die Vorarbeiten.

§ 12. Die Vorarbeiten. Die Arbeiten, welche zum Aufsuchen und Feststellen eines Verkehrswegs nach Richtung und Höhenlage erforderlich sind, bezeichnet man mit Vorarbeiten. Es ist dabei die Aufgabe, die Gesamtkosten, d. h. die Anlage-, Unterhaltungs- und Betriebskosten zusammengenommen, auf das geringste mögliche Maß zu beschränken.

1. Die wirtschaftlichen und technischen Vorarbeiten. Man unterscheidet wirtschaftliche und technische Vorarbeiten; erstere, die hier nur kurz erwähnt werden können, bestehen in der Untersuchung der Bauwürdigkeit einer Linie allein auf Grund der Verkehrsverhältnisse. Man ermittelt auf dieser Grundlage unter der Voraussetzung eines vollständig wagerechten ebenen Geländes die einträglichste Verkehrslinie (kommerzielle Trasse). Da nun diese Voraussetzung im Flachlande nur mehr oder weniger annähernd, im Hügelland und Gebirge überhaupt nicht zutrifft, so wird die in technischer Hinsicht günstigste Linie von der Verkehrslinie im ersteren Falle weniger, im letzteren Falle erheblich abweichen.

Abb. 89 u. 90. Zweiachsiger offener Güterwagen für Schmalspurbahnen.
Abb. 89. Ansicht.

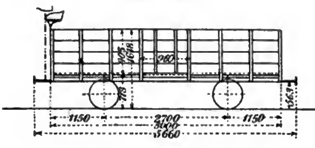


Abb. 90. Grundriß.

2. Allgemeine und ausführliche Vorarbeiten. a) Die allgemeinen Vorarbeiten dienen dazu, innerhalb der durch die wirtschaftlichen Vorarbeiten festgelegten engeren Grenzen die günstigste Lage und Richtung der Bahn zwischen den gegebenen Orten hinsichtlich der Bau-, Unterhaltungs- und Betriebskosten aufzusuchen und die Unterlagen zu einem Kostenüberschlag zu beschaffen. Auf dieser Unterlage können die zur Ausführung erforderlichen Geldmittel sowie der voraussichtliche Ertrag geschätzt und der wirtschaftliche Wert für den zu erschließenden Landesteil beurteilt werden. Auf Grund der allgemeinen Vorarbeiten wird bei Staatsbahnen die Bewilligung der Geldmittel, bei Privatbahnen die Konzession nachgesucht.

b) Die ausführlichen Vorarbeiten erstrecken sich auf die Ausarbeitung des Bauentwurfs im einzelnen für die nach Bewilligung der Geldmittel zur Ausführung bereits genehmigte Bahn. Nach erfolgter landespolizeilicher Prüfung und ministerieller Feststellung des Bauentwurfs (Pläne und Hauptkostenanschlag) bildet dieser innerhalb der bewilligten Mittel die Grundlage für den Grunderwerb und die Ausführung.

3. Die allgemeinen Vorarbeiten [61]. Nach Maßgabe des zu erwartenden Verkehrs und der in Aussicht gestellten Mittel sowie nach den Geländeverhältnissen wird man unter den verschiedenen Arten von Bahnen und namentlich der Spurweite und Zahl der Gleise zu wählen haben, da die Baukosten einer Bahn wesentlich von ihrer baulichen Ausgestaltung abhängen.

a) Der Bauplan. Ist die Wahl getroffen, so wird man innerhalb des durch die gesetzlichen und anderweiten Vorschriften gegebenen Spielraums die wichtigeren Grund-

[61]) Vorschriften über allgemeine Vorarbeiten für Eisenbahnen, Ausgabe 1897.

lagen für die Ausführung der Vorarbeiten in einem Bauplan festzusetzen haben: in erster Linie die Planumsbreite, Zahl und Lage der Stationen, die zulässigen Steigungs- und Krümmungsverhältnisse, zugleich mit Bauart und Leistungsfähigkeit der Lokomotiven, dem Oberbau, die Schwere und Geschwindigkeit der Züge, die Lage der Wasser- und Kohlenstationen, der Lokomotivschuppen und der Werkstätten. Da nun diese Grundlagen außer von den Verkehrsverhältnissen auch von der Beschaffenheit und Gestaltung des Geländes abhängig sind, so müssen Aufnahmen und Untersuchungen des Geländes entweder vorhanden sein oder vorhergehen, ehe der Bauplan aufgestellt werden kann.

b) Die Karten und Schichtenpläne. In erster Linie wird man sich eine genaue Karte des in Frage kommenden Geländes, möglichst mit Höhenangaben, zu verschaffen suchen. Die beste Darstellung der Oberflächengestalt des Geländes und zugleich eine vorzügliche Grundlage für die Linienführung von Eisenbahnen, wie auch für Straßen und Kanäle, geben die Karten mit eingetragenen Schichtlinien (Schichtenpläne).

Schichtlinie, Horizontalkurve oder Niveaulinie nennt man die Schnittlinie einer wagerechten Ebene mit der Erdoberfläche. Diese wagerechte Ebene kann z. B. ein Wasserspiegel sein; die Uferlinie ist dann die entsprechende Schichtlinie. Man erhält auch eine Schichtlinie, wenn man im Gelände die Punkte von gleicher Höhe über dem Meeresspiegel, d. h. über Normal-Null (N. N.), verbindet.

Abb. 91. Schichtenplan.

Die Schichtlinien werden in gleichen lotrechten Abständen (0,5, 2,0, 5,0 bis 50 m) aufgenommen und gezeichnet. Der Abstand ist abhängig von dem Maßstab des Planes und der größeren oder geringeren Steilheit, d. h. dem Gefälle des Geländes. Der senkrechte Abstand der Schichtlinien im Schichtenplan ergibt das Gefälle des Geländes und seinen kleinsten Böschungswinkel mit der Wagerechten. Die Schichtlinien können nur bis zu einem Maßstabe von wenigstens 1 : 50000 noch deutlich gezeichnet werden.

Die Aufnahme der Schichtlinien geschieht, wie in der Geodäsie näher gelehrt wird, von bekannten Höhenfestpunkten aus durch Nivellement mittels des Nivellierinstruments oder des Tachymeters. Es sind so viele Zwischenpunkte aufzunehmen und an solchen Stellen, daß das Gelände zwischen diesen Punkten als geradlinig angesehen werden kann. Demnach geben die Schichtlinien das Gelände nicht genau, sondern nur annähernd wieder.

In Abb. 91 ist eine Wasserscheide mit einem Sattel oder Paß, einer Tallinie und einem Gipfel auf + 295,00 als höchstem Punkt der Wasserscheidenlinie links des Sattels dargestellt. Die in sich geschlossenen Schichtlinien können aber, im Gegensatz zu einem Gipfel, auch einen Tiefpunkt umschließen. Das Gelände bildet dann eine Mulde und unter Umständen einen See oder Teich.

Durch eine eingehende Kenntnisnahme der vorhandenen Karten unter Beobachtung der Lage der Orte und der gewerblichen Anlagen, der Wege und Wasserläufe und der Wasserscheiden werden sich eine oder auch mehrere mögliche Linien von vornherein ergeben. Diese können in die Karten, in erster Linie in die Generalstabskarte, im Maßstab 1 : 100000 und in die Meßtischblätter 1 : 25000 eingetragen werden[62]. Die Benutzung der geologischen und agronomisch-geognostischen Karten ist hierbei zu empfehlen.

[62]) Zweckmäßig zieht man hierbei die Wasserläufe blau aus.

c) Die Geländeaufnahme. Sodann erfolgt zur örtlichen Prüfung der in den Karten aufgesuchten Linien eine Bereisung.

α) *Im Flachlande* genügt eine Begehung, um die Bahnhöfe und die Lage der Linie festzusetzen, welche so zu führen ist, daß möglichst wenige Änderungen in den bestehenden Besitz- und Verkehrsverhältnissen erforderlich werden. Hierbei sind die in den §§ 4 bis 8 gegebenen Grundsätze und Regeln der Linienführung zu beachten. Die vorhandenen Karten werden bei dieser Bereisung ergänzt und die erste eingezeichnete Linie berichtigt.

Zur Anfertigung eines überschläglichen Höhenplans wird ein einfaches Geschwindnivellement entlang der Wege genügen.

Man wird hierbei hauptsächlich die Höhen der gekreuzten Wege und Wasserläufe, deren Breiten und höchste Wasserstände festzustellen haben, um danach die Höhenlage des Planums der Eisenbahn zu bestimmen. Schließlich sammelt man Anhaltspunkte für die Bemessung der Durchflußweiten für die Brücken und Durchlässe, um die Unterlagen für den allgemeinen Entwurf einer Bahn im Flachland zu erhalten.

β) *Im Gebirge und im Hügellande* sind schon bei der ersten Bereisung Höhenmessungen mit dem Aneroidbarometer erforderlich. Die gefundenen Höhen werden in die Karten eingetragen und durch Einschaltung von runden Höhen in bestimmten Abständen von 5 bis 10 m die Schichtlinien gezeichnet und damit überschlägliche Höhenpläne hergestellt. Hiernach kann schon die Bauwürdigkeit einer Linie beurteilt werden.

Ist dann die Richtung einer Linie oder mehrerer bestimmt, so hat die eigentliche allgemeine Bearbeitung dieser Linie zu beginnen. Es werden für diesen Zweck allgemeine Schichtenpläne im Maßstab 1 : 10000 angefertigt, indem man als Lagepläne tunlichst vorhandene Karten, Katasterpläne, Flurkarten oder die Meßtischblätter der Landesaufnahmen benutzt.

Muß ein neuer Lageplan aufgenommen werden, so wählt man den Maßstab 1 : 10000 und beschränkt die Aufnahme auf die für die Höhen wichtigen Geländepunkte, sowie auf vorhandene Wege, Wasserläufe und Gebäude. Die Eigentumsgrenzen werden nicht aufgenommen[63].

Man steckt dann zunächst einen Vieleckzug entsprechend der vorläufig ermittelten Richtung ab, welcher für die Herstellung der Schichtenpläne als Grundlinie dient. Die Bogen werden noch nicht abgesteckt. Die Vieleckseiten werden dann der Länge nach in kurzen Abständen von etwa 25 m eingemessen (stationiert) und die Winkel der Vieleckseiten gemessen. Von den einzelnen verpflockten Punkten aus werden mit Hilfe eines Winkelkopfs rechtwinklig zu den Vieleckseiten Querlinien in der erforderlichen Länge ausgesteckt.

Die Höhen längs der Vieleckzüge und in den einzelnen Querschnitten werden meist, wenn nicht zu große Breiten aufgenommen werden müssen, mittels des Nivellierinstruments festgestellt. Oft genügt aber für die allgemeinen Vorarbeiten das Aneroidbarometer[64], welches den Vorteil hat, daß es kein übersichtliches Gelände erfordert. Namentlich empfiehlt sich seine Anwendung in den Kolonien.

Die Höhenaufnahme der Querschnitte erfolgt, besonders bei steileren Abhängen[65], mit der Setzlatte und der Wasserwage. Dieses Verfahren ist genau genug, und man

---

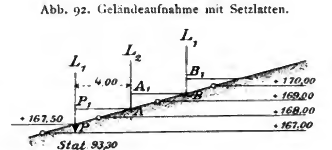
63) Vgl. KOPPE, »Über die Genauigkeit der Höhendarstellung in Plänen für allgemeine Eisenbahn-Vorarbeiten« im Organ f. d. Fortschr. d. Eisenbahnw. 1905, S. 73.

64) Empfehlenswerte Instrumente sind z. B. die Aneroidbarometer von BOHNE in Berlin. Vgl. »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, 4. Aufl., Teil I, Bd. I, Kap. I, Vorarbeiten, bearbeitet von OBERSCHULTE u. HENKES, S. 108.

65) In Abb. 92 ist das Gelände verhältnismäßig flach dargestellt.

vermeidet die bei steilem Gelände zahlreich erforderlich werdenden Aufstellungen des Nivellierinstruments. Man benötigt bei diesem Verfahren 2 Arbeiter und 2 Latten. Die eine wird lotrecht in dem verpflockten und einnivellierten Punkt P (Abb. 92) des Vieleckzuges, die andere in der Richtung des Querschnitts so weit von der ersteren entfernt ebenfalls lotrecht aufgestellt, daß eine dritte, mit einer Wasserwage versehene, meist 3 bis 4 m lange Latte zwischen den beiden lotrechten in eine wagerechte Lage gebracht werden kann. Dann mißt man den Höhenunterschied PP_1, bringt die erste Latte L_1 von P nach B und bestimmt den Höhenunterschied AA_1. Die Queraufnahme des Geländes erstreckt sich, je nachdem das Gelände mehr oder weniger ansteigt, auf 15 bis 250 m.

Abb. 92. Geländeaufnahme mit Setzlatten.



Nachdem die Höhen der Querschnitte des Geländes aufgetragen sind, werden durch Einschaltung (Abb. 93 und 94) in ihnen die Punkte gesucht, welche in die Schichtlinien

Abb. 93 u. 94. Aufsuchen von Punkten der Schichtlinien.

Abb. 93. Schichtenplan.

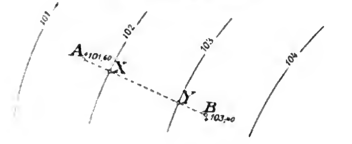
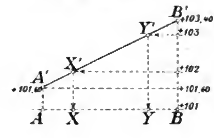


Abb. 94. Aufriß.

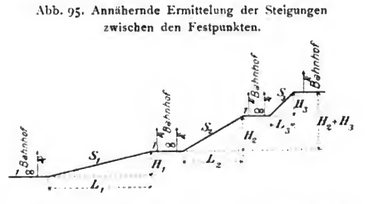


fallen, die man, von einer bestimmten Wagerechten über N. N. ausgehend, je nach der Eigenart des Geländes in einem festen Abstand (etwa 5 bis 10 m) annimmt[66].

In Abb. 93 und 94 ist der Schichtlinienabstand 1,0 m, A und B sind die eingemessenen Punkte, X und Y die durch Auftragen im Aufriß (Abb. 94) und Herunterbringen in den Grundriß eingeschalteten Punkte der Schichtlinien 102 und 103.

In der Abb. 99, S. 217, ist ein Abstand von 5 m angenommen, und es sind die Schichtlinien dargestellt, welche 155, 160, 165, 170, 175, 180 und 185 über N. N. liegen. Für diesen Fall werden in den Querschnitten die Punkte 160, 165, 170, 175, 180 gesucht, diese sodann in den Lageplan übertragen und durch einen Linienzug verbunden. So erhält man den Schichtenplan.

Abb. 95. Annähernde Ermittelung der Steigungen zwischen den Festpunkten.



d) Die Ermittelung der Bahnlinie im Schichtenplan. α) *Die erste Versuchslinie.* Zunächst wird man sich nach dem Schichtenplan eine möglichst zutreffende

66) Über die Aufnahme des Geländes und das Zeichnen der Pläne, insbesondere im Hochgebirge durch Photogrammetrie von PULLER, siehe »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, 4. Aufl., Teil I, Bd. I, Kap. I, S. 128.

Vorstellung des Geländes zu machen suchen; dann stellt man die gegebenen Zwangs- oder Festpunkte (vgl. S. 177), Anfangspunkt, Zwischenpunkte, namentlich die Wasserscheiden und den Endpunkt, fest und ermittelt ihre Höhenunterschiede.

Auch wird man zweckmäßig die, die zu berührenden Ortschaften verbindenden Wege aufsuchen und sie ebenso wie die zu berührenden Wasserläufe im Plane farbig hervorheben. Hieraus zeichnet man die Linie schätzungsweise in Blei in den Lageplan ein und bestimmt danach annähernd die Entfernungen L_1, L_2, L_3 (Abb. 95) zwischen den Festpunkten. Dann ergeben sich vorläufig die Steigungen der einzelnen Strecken zu

$$s_1 = \frac{H_1}{L_1}, \quad s_2 = \frac{H_2}{L_2}, \quad s_3 = \frac{H_3}{L_3}.$$

β) *Die zweite Versuchslinie.* Mit Rücksicht auf das Gelände und die Lage der Stationen, ihre Entfernungen von den Ortschaften, die Wegüber- und -unterführungen, die etwaigen Wegübergänge in Schienenhöhe, namentlich bei Nebenbahnen, ersetzt man zur Erzielung einer guten Ausnutzung der Lokomotivzugkraft für eine bestimmte Betriebsstrecke die verschiedenen Steigungen durch eine sich möglichst gleichbleibende Durchschnittssteigung, z. B. $s_d = \frac{H_2 + H_3}{L_2 + L_3}$. Hiernach werden die zu steilen Strecken verlängert und die zu flachen verkürzt.

Abb. 96. Ausfahren eines Seitentals auf der Brennerbahn. M. 1 : 25000.

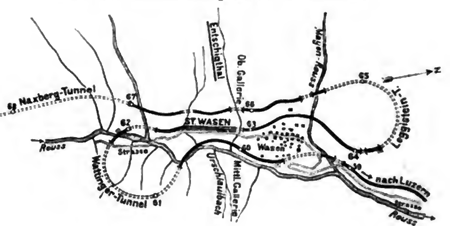


Abb. 97. Schleifenbildung auf der Gotthardbahn.

Eine Längenentwicklung der Linie, um z. B. die im Verhältnis zu einer starken Steigung des Haupttals schwache Steigung der Bahn beibehalten zu können, kann durch Ausfahren von Seitentälern (wie auf der Brennerbahn Abb. 96)[67], durch Schleifen- oder Schlingenbildung (wie auf der Gotthardbahn Abb. 97)[68] oder durch Spitzkehren erreicht werden[69]. Ein hervorragendes Beispiel einer Längenentwickelung bietet die unter der Oberleitung des jetzigen Professors Hennings in Zürich ausgeführte schmalspurige rhätische Albulabahn bei Bergün und Muot[70]. Man erhält dann eine zweite Versuchslinie, die der Durchschnittssteigung nahekommt. In welche Teile der Strecke man größere und

[67]) Abb. 96 ist nach Franz Kreuter, Linienführung der Eisenbahnen und sonstigen Verkehrswege, 1900, S. 112, hergestellt.

[68]) Abb. 97 ist E. Schubert, Schutz der Eisenbahnen, S. 41, entnommen.

[69]) Eine solche Längenentwicklung kann u. U. durch Einlegen von Zahnstangenstrecken vermieden werden; vgl. Dolezalek, Eisenbahntechn. d. Gegenw., Bd. IV, A: Die Zahnbahnen, Wiesbaden 1905, S. 130 u. »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, Bd. V, 8. Abt., Lokom.-, Steil- u. Seilbahnen, 1901, S. 31.

[70]) Vgl. Hennings, Technisches von der Albulabahn, Zürich 1904 u. Strohmeyer im Organ f. d. Fortschr. d. Eisenbahnw. 1907, S. 225 mit Abb.

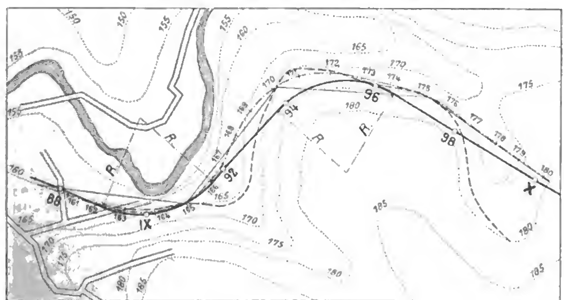
in welche Teile man schwächere Steigungen legt, ergibt sich aus der Geländegestaltung. Häufig beginnt man bei einer Gebirgsbahn mit einer schwächeren Steigung und muß vor der Wasserscheide die stärkste Steigung einlegen.

γ) *Die Gefällschicht.* Man zeichnet nun, am besten vom oberen Endpunkt ausgehend, die **Gefällschicht** in den Schichtenplan ein, d. h. diejenige Linie, welche annähernd in der Geländeoberfläche liegt und das verlangte Gefälle (das Durchschnittsgefälle s_d, (s. S. 216) hat. Wenn h der Abstand der Schichtlinie, s das verlangte Steigungsverhältnis $\frac{h}{x} = \frac{1}{m}$ ist (Abb. 98), so nimmt man $x = m \cdot h = \frac{h}{s}$ in den Zirkel und geht mit diesem Längenabstand von Schichtlinie zu Schichtlinie (Abb. 99) von rechts nach links, von 180 nach 175, 170, 165 und 160 abwärts. Ist z. B. der Höhenabstand der Schichtlinie $h = 2{,}0$ m und $s = 0{,}010$, so hat man $x = \frac{2{,}000}{0{,}010} = 200$ m in den Zirkel zu nehmen. Man wird hierbei die wagerechten Strecken für die Bahnhöfe abzusetzen haben.

Abb. 98. Ermittelung der Gefällsschicht.

Kann man bei Überschreitung einer Schlucht, eines Tales oder einer Wasserscheide die zunächst folgende Schichtlinie des jenseitigen Talhangs mit **einem** Zirkelschlag nicht fassen, so geht man mit zwei oder mehr Zirkelschlägen um zwei oder mehr Schichtlinien auf einmal abwärts. Diese so ermittelte vorläufige, in Abb. 99 fein ausgezogene

Abb. 99. Aufsuchung der Linie im Schichtenplan.



Gefällschicht bildet einen geradlinigen, vielfach gebrochenen Linienzug, dessen Eckpunkte in den Schichtlinien und dessen Seiten, unter der Annahme, daß das Gelände zwischen den Schichtlinien eben ist, in der Geländeoberfläche liegen.

δ) *Die dritte Versuchslinie.* Man ersetzt nun den gebrochenen Linienzug der Gefällschicht durch eine aus Kreisbogen mit Halbmessern von vorgeschriebener Größe und diese berührenden Geraden gebildete Linienfolge, welche etwa durch die Ecken jenes Vielecks hindurchgeht oder diese besser wegschneidet. In Abb. 99 ist diese Linienfolge strichpunktiert (— · — · —) dargestellt.

Zum Zeichnen der Kreislinien benutzt man zweckmäßig[71]) eine aus dünner Pappe, besser aus durchsichtigem Horn, für die üblichen Halbmesser ausgeschnittene Lehre (Abb. 100). Vom Berührungspunkt als Nullpunkt aus ist in der einen Richtung im Maßstabe des Schichtenplans sowohl auf dem Kreisbogen als auch auf der anschließenden Berührenden eine Längenteilung aufgezeichnet, auf der Rückseite in der entgegengesetzten Richtung. Man legt beim Zeichnen der Versuchslinie die Lehre zuerst mit PN an eine Seite AB (Abb. 101) des Linienzugs und sucht, indem man die Lehre um den Kreismittelpunkt dreht, mit der Berührenden DB in die gewünschte Richtung nach C zu gelangen, wobei $NN' = LL'$ wird. Die Linie $CP'L'$ nach rückwärts verlängert gibt den Winkelpunkt B.

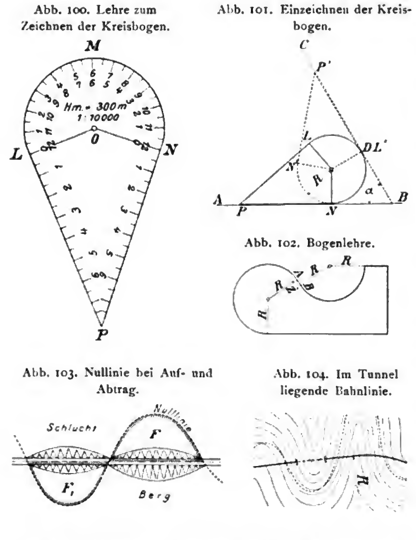


Abb. 100. Lehre zum Zeichnen der Kreisbogen.

Abb. 101. Einzeichnen der Kreisbogen.

Abb. 102. Bogenlehre.

Abb. 103. Nullinie bei Auf- und Abtrag.

Abb. 104. Im Tunnel liegende Bahnlinie.

Auch bedient man sich mit Vorteil aus starkem Papier ausgeschnittener oder auf Pauspapier oder besser Pausleinwand aufgezeichneter Bogen und Gegenbogen mit der kleinsten Zwischengeraden (Abb. 102). Bei Lageplänen in großem Maßstabe benutzt man Bogenzieher und bei sehr langen Geraden ausgespannte Fäden. Man hat darauf zu sehen, daß der gezeichnete Linienzug hinsichtlich der Länge nicht zu sehr von der Gefällsschicht abweicht.

Ist nun diese zweite Linie im Schichtenplan aufgezeichnet, so nimmt man eine H ö h e n t e i l u n g derselben je nach dem Gefälle von Höhenabstufungen von je 1 bis 2 m (in Abb. 99, S. 217, von 1,0 m) vor, indem man 100 bis 200 m bei einem Gefälle von 0,010 in den Zirkel nimmt.

ε) *Die Nullinie.* Hierauf folgt die Aufsuchung der Nullinie (in Abb. 99 — — —), d. h. derjenigen Linie, welche auf der Geländeoberfläche von einer Geraden beschrieben wird, die sich auf der Bahnmittellinie in wagerechter Lage und senkrecht zu derselben gerichtet fortbewegt. Man geht von jedem Teilpunkt (z. B. + 178,00) aus, senkrecht gegen die vorläufige Bahnmittellinie, und sucht im Gelände den Punkt gleicher Höhenlage. In den Auftragsstrecken liegt die Nullinie auf der Bergseite, in den Einschnittsstrecken auf der Talseite (Abb. 103) der am Hang sich hinziehenden Linie. Könnte man die Nullinie als Bahnmittellinie wählen, so würden die Erdarbeiten nur sehr gering werden, da am Hang nur ein Ausgleich der Ab- und Auftragsmassen im Querschnitt übrigbleiben würde. Die Mittellinie der Bahn muß aber, wie schon erwähnt, nach bestimmten Vorschriften aus Geraden und Kreisbogen mit vorgeschriebenen Halbmessern

[71]) Nach LAUNHARDT, Theorie des Trassierens, Hannover 1888, Bd. II, S. 256.

zusammengesetzt werden, was eine erhebliche Abweichung zur Folge hat, die um so größer sein wird, je größer die Halbmesser sind, je höher also die Bahngattung ist. Um jedoch die Erdbewegung möglichst zu beschränken, soll sich die Mittellinie der Bahn möglichst wenig von der Nullinie entfernen.

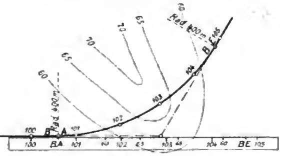
d) *Die endgültige Linie.* Schließlich legt man die endgültige Linie (in Abb. 99 stark ausgezogen) so fest, daß sich annähernd Auf- und Abtrag ausgleichen, wobei die Nullinie als Anhalt dient. Bei einfacheren Geländeverhältnissen wird der Unterschied der Größe der Flächen zwischen der festzulegenden Linie und der Nullinie nach der Berg- und Talseite (vgl. Abb. 103) ein Merkmal für den Massenausgleich zwischen Auf- und Abtrag bilden, wobei von vornherein zu berücksichtigen ist, daß der Ausgleich tunlichst talwärts erfolgt. Geht die Bahnlinie über tiefe Täler oder liegt sie im Tunnel (Abb. 104), so kann die in Abb. 99 punktierte Nullinie keinen Anhalt bilden.

Ist nun die Linie festgelegt, so werden zunächst die Winkel der Geraden und danach die Bogen und Tangentenlängen berechnet, wodurch man die Bogenanfangspunkte bestimmt. Sodann erhält die Linie im Lageplan, von einem Nullpunkt, meist der Mitte des Empfangsgebäudes des Anschlußbahnhofes, ausgehend, eine Längenteilung in Stationen gleich 100 m, die mit arabischen Ziffern zu bezeichnen sind, während die ganzen Kilometer römische Zahlen erhalten.

e) Der Höhenplan. Es wird sodann der Höhenplan aufgezeichnet, d. i. die Abwicklung der lotrechten, eine Folge von Ebenen und Kreiszylinderflächen bildenden Schnittfläche entlang der Bahnmittellinie. Der Schnitt dieser senkrechten Flächen mit dem Gelände liefert eine bildliche Darstellung der Geländeoberfläche und gibt nach Einzeichnung der Steigungslinie (Gradiente) in Planumshöhe, nicht in Höhe der Schienenoberkante, ein Bild der gegenseitigen Lage zwischen der Bahnachse und dem Gelände. Man ersieht aus dem Höhenplan die Tiefe der Einschnitte und die Höhe der Aufträge. Erst dieser Längenschnitt (Längenprofil) gewährt ein vollständiges Urteil über die Brauchbarkeit der zugrunde gelegten Linie.

Um nun auch im Höhenplan die Höhenmaße noch genau genug darstellen zu können und um nicht zu unübersichtliche und unhandliche Pläne zu erhalten, wählt man für die Höhen einen größeren Maßstab als für die Längen (vgl. Abb. 108, S. 223). Die Höhenpläne werden, wie man sagt, in verzerrtem Maßstabe, die Längen in dem Maßstab des Lageplans, die Höhen in einem meist zwanzigfach größeren aufgetragen, also z. B. 1 : 10000 für die Längen, 1 : 500 für die Höhen.

Abb. 105. Abwickeln des Höhenplans.



Zum Abwickeln des Höhenplans benutzt man einen Papierstreifen (Abb. 105), auf den man, im Lageplan an die Linie angelegt, alle bemerkenswerten Punkte aufzeichnet und dann beim Übertragen in den Höhenplan auf dem Zeichenbrett festheftet[72]).

Von den übertragenen Punkten aus werden die Höhen, auf Normal-Null (N. N.) bezogen, aufgetragen und dabei die Ordinaten auch dann unverkürzt eingeschrieben, wenn die Wagerechte um ein Vielfaches von 10 m, z. B. in Abb. 108, S. 223, um 50 m, mit Rücksicht auf den Raum der bildlichen Darstellung gehoben ist. Es wird dann die Hebung auf der Wagerechten angegeben, z. B. in Abb. 108, »N. N. + 50 m«[73]).

---

[72]) Vgl. Franz Kreuter, Linienführung der Eisenbahnen und sonstigen Verkehrswege, Wiesbaden 1900.
[73]) Vgl. Anmerkung 77 auf S. 223.

Die Geländelinie wird durch geradlinige Verbindung der einzelnen aus den Schichtlinien des Lageplans entnommenen Höhenpunkte gezeichnet. Wo die Bahnmittellinie eine Schichtlinie zweimal schneidet, wird ein Höhen- oder Tiefpunkt eingeschaltet und dessen Höhe in den Höhenplan übertragen. Sodann wird die Steigungslinie eingezeichnet.

f) Die Querschnitte. In sehr steilem Gelände müssen senkrecht zur Bahnmittellinie im Maßstab 1 : 100 bis 1 : 200 Querschnitte auf Netzpapier aufgetragen werden, um danach den Bahnkörper mit den etwa erforderlichen Stütz- und Futtermauern feststellen zu können.

g) Die Verbesserung der Linie. Es wird nun meist nicht gelingen, daß die so festgestellte Linie aus dem aufgetragenen Höhenplan einen genügenden Massenausgleich zwischen Auf- und Abtrag erkennen läßt. Meist muß vielmehr zur Herabminderung der Erdarbeiten die Linie im Schichtenplan berg- oder talwärts oder dabei auch die Steigungslinie noch verschoben werden, und häufig wird sich diese Notwendigkeit auch noch aus der hierauf vorzunehmenden überschläglichen Berechnung der Auf- und Abtragsbodenmassen und ihrer Verteilung ergeben. Die Massenermittelung und Massenverteilung wird im § 14 für sich behandelt.

h) Die Vergleichung mehrerer Linien. Oft werden mehrere Linien miteinander zu vergleichen sein, namentlich solche, die unter Aufwendung größerer Baukosten günstigere Steigungen und Krümmungen oder eine günstigere geologische Lage aufweisen, und andere, die bei Anwendung von ungünstigeren Steigungen und Krümmungen geringere Baukosten ermöglichen. Man wird dann die verschiedenen Linien mit Bezug auf die Bau-, Betriebs- und Unterhaltungskosten zu vergleichen haben.

§ 13. Die Einzelentwürfe und die vorschriftsmäßige Form und Darstellung des Gesamtentwurfs.

1. Die Einzelentwürfe. Ist die Linie endgültig abgesteckt, so werden meist auf Grund von Musterplänen oder zur Wiederverwendung geeigneter Entwürfe die Ausführungszeichnungen für die Bauwerke und Nebenanlagen ausgearbeitet und festgestellt. Eine Verständigung über diese Bauten mit der zuständigen Ortsbehörde und den Baubeamten von vornherein herbeizuführen, ist zweckmäßig.

a) Brücken. Findet sich brauchbarer Baustoff in der Nähe, so wird man eine gewölbte Brücke im allgemeinen einer eisernen vorziehen. Hölzerne Bahnbrücken sind nur bei Neben- und Lokalbahnen zugelassen, aber auch da wird man sie nicht ohne Not anwenden. Sind jedoch brauchbare Steine nicht vorhanden, so kann man durch größere Erdarbeiten die Kunstbauten zu vermeiden suchen; oder man wird, falls Schotter oder Kies leicht zu beschaffen, zur Verwendung von Beton oder Eisenbeton[74]), sonst zu Eisenbauten kommen. Bei einem Flußübergang kann durch die Ausführung einer eisernen statt einer gewölbten Brücke wegen der geringeren Bauhöhe und der infolgedessen möglichen niedrigeren Lage der Schienenoberkante der Erdmassenbedarf nicht unerheblich verringert werden.

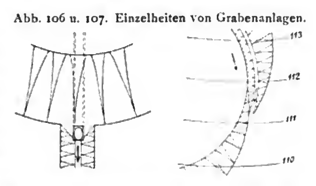
b) Hochbauten. Die dem Verkehr und der Örtlichkeit entsprechenden Hochbauten wird man zunächst in einfachster Weise oft in Fachwerk, aber erweiterungsfähig, häufig nur einstweilig herstellen und dabei auch hier auf Verwendung eines in der Nähe zu beschaffenden dauerhaften, bewährten Baustoffes Bedacht nehmen. Auf eine Erweiterungsfähigkeit sämtlicher Anlagen ist weitestgehende Rücksicht zu nehmen, und sind die

[74]) Vgl. A. NOWAK, Der Eisenbetonbau bei den neuen Bahnlinien Österreichs. Berlin 1907.

Anforderungen des Betriebes sorgfältig zu berücksichtigen; auch darf man sich den Platz nicht selbst verbauen; vgl. im Abschnitt »Bahnhofsanlagen« die Ausführung der Empfangsgebäude.

c) Wegübergänge. Für die Bearbeitung der Entwürfe der Wegübergänge hat man die Art des Wegs (Staatsstraße, Feldweg usf.) und dessen Befestigung und Gefälle auf größere Längen, auch die übersichtliche Lage der Wegübergänge zur Bahn festzustellen. Hiernach ist über die Art und Weise der Wegübergänge (vgl. S. 183), Breite und Rampenneigungen Entscheidung zu treffen. In den Abb. 106 und 107 sind die Ausmündungen eines unter einem Auftrag liegenden Durchlasses und eines Einschnittgrabens im Gelände dargestellt, — Einzelheiten, die häufig zu beachten sind.

Abb. 106 u. 107. Einzelheiten von Grabenanlagen.



Im übrigen erfolgt die Vervollständigung des Entwurfs durch Eintragung der Bauwerke und Nebenanlagen nach den Vorschriften S. 222.

2. Die vorschriftsmäßige Form des Gesamtentwurfs. Nach den Vorschriften über allgemeine Vorarbeiten für Eisenbahnen der Preußisch-Hessischen Eisenbahngemeinschaft vom 15. Mai 1897 ist für die Vorlage an den Minister der öffenlichen Arbeiten der Entwurf in folgender Form aufzustellen. Es sind anzufertigen:

1. eine Übersichtskarte im Maßstab 1 : 100000 mit der zinnoberrot eingetragenen Bahnlinie;
2. die erforderlichen Lage- und Höhenpläne im Maßstab 1 : 10000 bzw. 1 : 500 für die Längen, bzw. die Höhen;
3. ein Erläuterungsbericht, behandelnd die Bahnführung, die Wege- und Vorflutanlagen, Mitbenutzung von öffentlichen Wegen; Berührung von Staatsdomänen und Forsten, Mooren, Bergwerksbesitz und militärischen Anlagen; Leistungsfähigkeit der Bahn, Grunderwerb und Erläuterungen zum allgemeinen Kostenanschlag;
4. ein allgemeiner Kostenanschlag nach den Titeln unter tunlichster Beschränkung der Unterabteilungen des Normalbuchungsformulars (siehe weiter unten);
5. eine Denkschrift über Zweck, Länge und Linienführung, die wirtschaftlichen und Verkehrsverhältnisse und den fiskalischen Grundbesitz des zu erschließenden Landstrichs, die Baukosten und die Leistung der Beteiligten und den Staatszuschuß zu den Grunderwerbskosten;
6. eine Ertragsberechnung als getrennte Anlage auf Grund der zu veranschlagenden Einnahmen und Ausgaben an Hand des nach den voraussichtlichen Leistungen der Betriebsmittel aufzustellenden Betriebsplans.

Für Staatsbahnen sind die XIV Titel des Normalbuchungsformulars folgende:

Titel des Hauptkostenanschlags.

Titel I. Grunderwerb und Nutzungsentschädigung.
» II. Erd-, Fels- und Böschungsarbeiten, Futtermauern usw. zur Herstellung des Bahnkörpers, einschl. der Wegübergänge.
» III. Einfriedigungen, ausschl. derjenigen der Stationen.
» IV. Wegübergänge, Unter- und Überführungen von Wegen und Eisenbahnen.
» V. Durchlässe und Brücken.
» VI. Tunnels.

Titel VII. Oberbau der freien Bahn und der Stationen, einschl. Bettungsstoff und Stellwerken.

» VIII. Signale nebst dazugehörigen Buden und Wärterwohnungen, einschl. der Telegraphenleitungen.

» IX. Stationen nebst allem Zubehör an Gebäuden, auch Wasserstationen, ausschl. Werkstattanlagen aller Art. Hier auch Drehscheiben, Schiebebühnen usw.

» X. Werkstattanlagen.

» XI. Außerordentliche Anlagen, als Flußverlegungen, Durchführung durch Festungswerke, Häfen und Fähranstalten.

» XII. Betriebsmittel.

» XIII. Verwaltungskosten (auch für Vorarbeiten).

» XIV. Insgemein.

Dazu kommen bei Privatbahnen folgende vier Titel:

XV. Etwaige Ausfälle beim Betrieb auf Kosten des Baufonds.

XVI. Zinsen während der Bauzeit.

XVII. Kursverluste.

XVIII. Erste Dotierung der Reserve- usw. Fonds.

3. **Die Darstellung des Gesamtentwurfs.** In Preußen erfolgt die Darstellung nach dem Vorbild der den Bestimmungen für die Aufstellung der technischen Vorarbeiten von 1871 beigefügten Anlage *A*[75]), jedoch unter Beachtung der von dem Zentraldirektorium der Vermessungen im Preußischen Staate herausgegebenen Bestimmungen über die Anwendung gleichmäßiger Signaturen für topographische und geometrische Karten, Pläne und Risse. 2. Auflage, Berlin.

Alles Bestehende wird in Schwarz dargestellt, alles auf den Entwurf Bezügliche in Zinnoberrot eingetragen und in denselben Farben beschrieben. Im Lageplan wird die Linie bei den allgemeinen Vorarbeiten mit einem kräftigen zinnoberroten Strich unter Angabe der Berührungspunkte der Kreisbogen und deren Halbmesser und der Längenteilung mit ganzen und halben Kilometern (nicht mit einzelnen Stationen) angegeben (vgl. Abb. 109, S. 223). Kommen bei den ausführlichen Vorarbeiten oder besonderen Entwürfen einzelner Strecken Böschungen zur Darstellung, so werden diese im Auf- und Abtrag waldgrün und durch Abtönung mit Sepia unterschieden angelegt — oder, was zu empfehlen ist, man legt, abweichend von der auf S. 35 der genannten Vorschriften enthaltenen Bestimmung die Einschnitte braun statt grün an.

Im Höhenplan wird die Geländelinie in Schwarz als ein geradliniger gebrochener Linienzug gezeichnet. Die Steigungslinie selbst wird in Planumshöhe durch einen starken zinnoberroten Strich dargestellt. Die Höhenlinien werden in den Aufträgen bis zum Planum verlängert und an ihnen bei Abträgen unter der Planumslinie, bei Aufträgen darüber die Tiefe der Einschnitte und die Höhe der Dämme in Rot eingeschrieben.

Unmitteibar unter der gegebenenfalls gehobenen Wagerechten (Abb. 108) werden die Entfernungen der Stationen und Zwischenpunkte in Schwarz, darüber längs den bis zum Gelände schwarz auszuziehenden Höhenlinien die Geländehöhen in gleicher Höhe gleichfalls in Schwarz (in Abb. 108 unterstrichen) und über diesen die Planumshöhe in Zinnoberrot übersichtlich eingetragen.

Sodann wird der Entwurf des Bahnkörpers mit allen Bauwerken und Nebenanlagen mit Zinnoberrot in den Höhenplan eingezeichnet, die Bahnhofs- und Weganlagen,

[75]) Farbig wiedergegeben auf Tafel II des »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, 4. Aufl., Teil I, Bd. I, Kap. I, bearbeitet von OBERSCHULTE.

insbesondere die Wegübergänge [76]), die Wegüber- und -unterführungen und die Steigungen der Bahn mit derselben Farbe beschrieben, während alle auf die Wasserverhält-

Abb. 108 u. 109. Höhen- und Lageplan zu allgemeinen Vorarbeiten. Längenmaßstab 1 : 10000. Höhenmaßstab 1 : 500.

Abb. 108. Höhenplan [77].

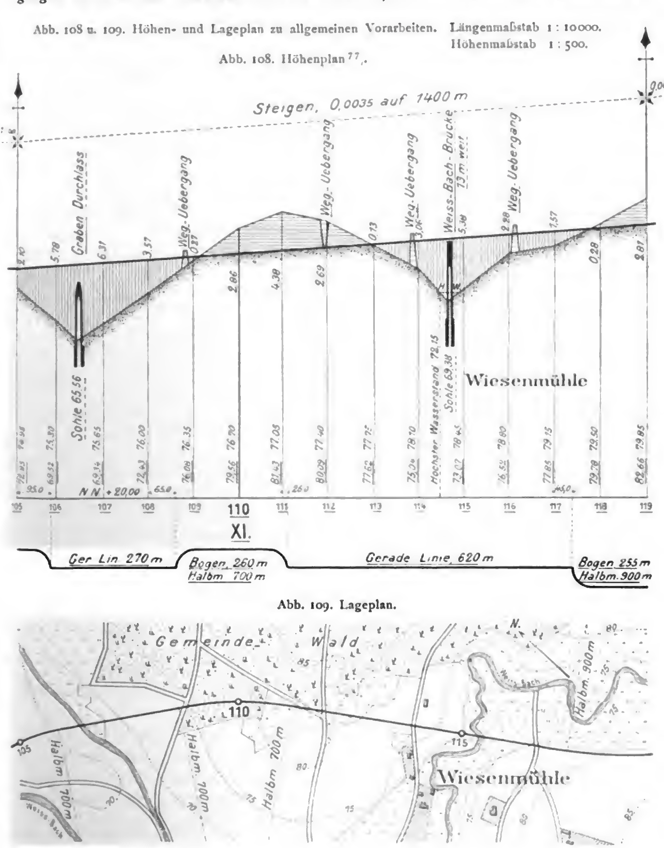


Abb. 109. Lageplan.

[76]) Die Wegübergänge in Schienenhöhe erheben sich dabei um den Höhenunterschied der Schienenoberkante und des Planums 45 bis 50 cm über das letztere; vgl. Abb. 108 vor Stat. 109, 114 und nach Stat. 116. Bei dem Wegübergange im Einschnitt bei Stat. 112 fehlen die Böschungen zwischen Wegoberkante und Planum.

[77]) In de Zeichnung ist über der Wagerechten N. N. + 50,00 statt N. N. + 20,00 zu setzen.

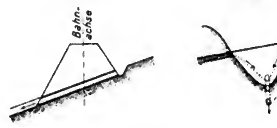
nisse bezüglichen Neuanlagen, die Brücken und Durchlässe und die Wasserstandsverhältnisse, Hoch- und Niedrigwasser der berührten Wasserläufe blau zu beschreiben bzw. zu vermerken sind. Die bestehenden Anlagen, z. B. die Wege, werden aber schwarz, also z. B. bei Stat. 107 Graben: schwarz — Durchlaß: blau; bei Stat. 112 Weg: schwarz — Übergang: rot, beschrieben. Die Abtragsflächen werden in Grau (mit chinesischer Tusche), die Auftragsflächen blaßrot (mit Zinnober), das Gelände braun (mit Sepia), das Wasser mit Preußischblau angelegt.

Unter der Wagerechten werden die Krümmungsverhältnisse durch Einzeichnen des sog. Bogenbandes in schwarzer Farbe unter Angabe der Länge der Bogen und der Halbmesser dargestellt. Die Bogenanfangs- und -endpunkte werden mit der Längenteilung des Höhenplans in Verbindung gebracht.

Bei den ausführlichen Vorarbeiten sind auch die lichten Weiten aller Bauwerke und die Breiten der Wegübergänge anzugeben. Die Seitengräben der Bahn sind hierbei ebenfalls blau eingetragen. Der in der Richtung der Längenteilung links liegende Bahngraben wird gestrichelt - - -, der rechte strichpunktiert —·—·—·—, beiderseitige, Gräben ausgezogen —— dargestellt.

Bei der Darstellung der Bahngräben im Höhenplan ist das Quergefälle des Geländes (Abb. 110) zu beachten, indem die Sohle des oberen Grabens (Abb. 110 u. 111) bei starkem Quergefälle erheblich über, die des unteren Grabens unter dem in der Bahnmittellinie geführten Längsschnitt des Geländes zu liegen kommt.

Abb. 110 u. 111. Bahngräben bei starkem Quergefälle.
Abb. 110. Abb. 111.



In Abb. 108 u. 109 ist die Darstellung des Lage- und Höhenplans in schwarz erfolgt; es ist jedoch die farbige Behandlung angedeutet, indem die roten Linien der Bahnmittellinie und im Höhenplan die Steigungslinie sowie die Bauwerke kräftiger hervorgehoben sind. Die rot zu schreibenden Zahlen und Worte sind nicht, die schwarz zu schreibenden einfach, die blau zu schreibenden gestrichelt unterstrichen. Es ist noch zu bemerken, daß die Geländeordinaten bis zum Gelände schwarz, im Auftrage zwischen Gelände und Steigungslinie (Planum) dagegen rot zu zeichnen sind. Die Darstellung der Lage- und Höhenpläne für ausführliche Vorarbeiten findet sich im Handb. d. Ing.-Wissensch., 4. Aufl., Teil I, Bd. I, Kap. I, Taf. IV u. V.

§ 14. Die Ermittelung und Verteilung der Erdmassen und die Kostenberechnung der Bodenbewegung.

Maßgebend für die Kosten einer Bahn, insbesondere der vollspurigen Bahnen, sind die Kosten der Erdarbeiten, an denen, abgesehen von einer guten Linienführung, durch eine zweckmäßige Massenverteilung erheblich gespart werden kann. Die Gesamtkosten der Erdarbeiten setzen sich zusammen aus den Gewinnungskosten, dem Lösepreis und den Bewegungskosten. Es ist daher erforderlich, zu kennen:

1. die Größe der zu bewegenden Massen und

2. die Entfernungen, auf welche die einzelnen Teile derselben bewegt werden müssen, unter Berücksichtigung der Neigungsverhältnisse der Förderbahn.

Der Bahnkörper jeder Linie besteht aus Abträgen und Aufträgen, Einschnitten und Dämmen. Zunächst ist ein vollständiger Ausgleich zwischen Ab- und Auftrag innerhalb des Bahnkörpers und eines durch natürliche, nicht ohne unverhältnismäßige Kosten oder

Zeitopfer zu beseitigende Hindernisse begrenzten Förderabschnittes bei der Linienführung anzustreben. Nicht immer wird diese Ausgleichung trotz entsprechender Verbesserung und Verschiebungen der Linie an sich zu erzielen sein, und es wird entweder ein Rest von Abtrags- oder ein solcher von Auftragsmassen übrig bleiben, die man an noch zu bestimmenden Stellen, im ersteren Fall außerhalb des Bahnkörpers auszusetzen, im letzteren Fall außerhalb desselben zu entnehmen hat (s. Abb. 118). Die Zweckmäßigkeit eines solchen Ausgleichs wird aber sonst noch bedingt einerseits durch eine ungeeignete Beschaffenheit des Abtragbodens für den Auftrag und durch die sich etwa ergebenden kostspielige Förderweiten und Steigungen oder auch durch örtliche Hindernisse sowie durch die gegebene Ausführungszeit. Es kann sich somit die wirtschaftliche Notwendigkeit ergeben, einen Teil des Abtrags auszusetzen, einen andern zu entnehmen, während nur der Rest sich im Bahnkörper selbst ausgleicht.

Es wird daher die Aufgabe des Ingenieurs sein, die Bedingungen zu finden, unter denen die Kosten der Massenverteilung am kleinsten werden. Um nun zu diesem Ergebnis zu gelangen, ist zuvörderst die Ermittelung der Massen in den Einschnitten und Dämmen, also der Vorrats- und Bedarfsmassen, erforderlich.

I. Die Ermittelung der Erdmassen.

1. Die Flächenermittelung der Querschnitte. Die Querschnittsfläche ergibt sich bei einigermaßen regelmäßigem Gelände ohne Rücksicht auf eine Querneigung desselben bis zu einer solchen von 1 : 10 bei den allgemeinen Vorarbeiten genau genug aus der Höhe des Querschnitts in der Achse gemessen, d. h. der aus dem Längenschnitt entnommenen Höhe auf Grund der gegebenen Querschnittsabmessungen:

1. der Planumsbreite B, 2. der Böschungsneigung 1 : m, 3. der Grabenabmessungen.

Es ist nämlich $F_a = B \cdot y + m \cdot y^2$ für Auftrag und $F_e = B_1 \cdot y + m \cdot y^2 + 2\,g$ im Abtrag (Abb. 112), und zwar entnimmt man die Querschnittsfläche entweder aus Listen nach der Höhe y (vgl. Tab. II), oder man mißt sie mittels des Flächenmaßstabs

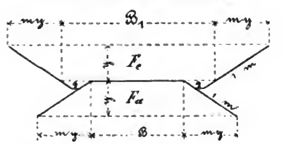


Abb. 112. Querschnittsberechnung.

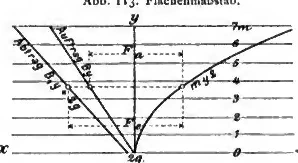


Abb. 113. Flächenmaßstab.

(Profilmaßstabs), der in Abb. 113 dargestellt ist. In diesem ist für den Auftrag der Posten $B \cdot y$ der obigen Gleichung durch eine Gerade, der zweite $m \cdot y^2$ durch eine Parabel dargestellt. Beim Abtrag kommt der dritte sich gleichbleibende Summand $2\,g$ durch einen entsprechenden Abstand des Anfangspunkts der anders geneigten Geraden von der y-Achse zum Ausdruck. Die Neigung der Geraden wechselt mit der Planumsbreite.

In Abb. 113 sind die Dammhöhen, bzw. die Einschnittstiefen auf der lotrechten Achse aufgetragen. Die Flächen werden wagerecht, z. B. für eine Höhe von 3,75 m mit F_a und F_e abgegriffen.

Der Abb. 113 liegt ein Maßstab von 1 mm = 2 qm und der Querschnitt einer Nebenbahn zugrunde.

Unter Annahme eines wagerechten Geländes und einer $1\frac{1}{2}$fachen Böschung, sowie einer Planumsbreite:

1. von 2,50 m für eine Kleinbahn,
2. von 4,20 m für eine Nebenbahn,
3. von 5,50 m für eine eingleisige Hauptbahn,
4. von 9,00 m für eine zweigleisige Hauptbahn,

einer Grabensohlenbreite und Grabentiefe von 0,30 und 0,30 m für eine Kleinbahn, von 0,40 und 0,40 m für eine Nebenbahn, von 0,60 und 0,45 m für eine Hauptbahn ergeben sich die **Querschnittsflächen** aus nachstehender Tabelle II.

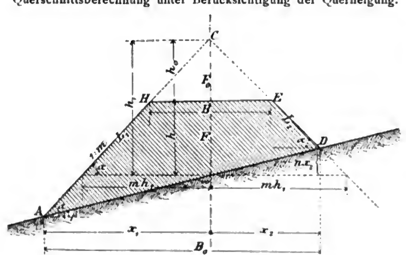
Tabelle II. Querschnittsflächen bei gegebenen Höhen und Tiefen.

Höhe	Auftrag				Abtrag einschl. Gräben				Querschnitt zweier Gräben		
	Kleinbahn	Nebenbahn	Hauptbahn		Kleinbahn	Nebenbahn	Hauptbahn		für Kleinbahnen	für Nebenbahnen	für Hauptbahnen
			1 gleisig	2 gleisig			1 gleisig	2 gleisig			
m	qm	qm	qm	qm	qm	qm	qm	qm	qm	qm	qm
1,0	4.0	5,70	7,00	10,50	6,86	9,70	12,05	15,55	0,45	0,80	1,148
3,0	21,0	26,10	30,00	40,50	28,66	36,50	42,85	53,35			
5,0	50,0	58,50	65,00	82,50	62,45	75,30	85,65	103,15			
7,0	91,0	102,90	112,00	136,50	108,25	126,10	140,45	164,95			
8,0	116,0	129,60	140,00	168,00	135,65	156,00	172,35	200,35			
10,0	175,0	192,00	205,00	240,00	199,45	224,80	245,15	280,15			
12,0	246,0	266,40	282,00	324,00	275,25	305,60	329,95	371,95			
15,0	375,0	400,50	420,00	472,50	411,45	449,30	479,65	532,15			
20,0	650,0	684,00	710,00	780,00	698,45	748,80	789,15	859,15			

Beträgt die Querneigung des Geländes weniger als 1 : 9 bis 1 : 10, so braucht dieselbe nicht berücksichtigt zu werden.

Auch für Gelände mit größerer Querneigung kann ein besonderer, für die allgemeinen Vorarbeiten brauchbarer und hierbei anzuwendender Flächenmaßstab hergestellt werden, und zwar auf zwei verschiedene Arten [78].

Abb. 114.
Querschnittsberechnung unter Berücksichtigung der Querneigung.



Das eine Verfahren, das zweckmäßig dann Anwendung findet, wenn an einzelnen Stellen oder nachträglich die Querneigung berücksichtigt werden soll, mag hier angedeutet werden. Bedeutet in Abb. 114 $\operatorname{tg}\beta = n$ die Querneigung des Geländes, $\operatorname{tg}\alpha = \frac{1}{m}$ die Böschung des Erdkörpers; ferner sei der Querschnitt $AHED$ mit Quernei-

[78]) Vgl. A. Goering, Massenermittelung, Massenverteilung und Transportkosten der Erdarbeiten. 5. Aufl. Berlin 1907, S. 27.

gung des Geländes $= F$, derselbe zu dem Dreieck ACD ergänzte Querschnitt $= F_1^1$, das Ergänzungsdreieck $HCE = F_o$. Wird ferner der Querschnitt ohne Querneigung unten durch eine Wagerechte begrenzt $= F^o$, dieser zu einem Dreieck ergänzte Querschnitt $= F_1 = m \cdot h_1^2$ (nach oben), so wird:

$$F_1^1 = \frac{m}{1 - m^2 \cdot n^2} \cdot h_1^2 = k \cdot h_1^2$$

$$F_1 = m \cdot h_1^2 \text{ für } n = o$$

und der Unterschied

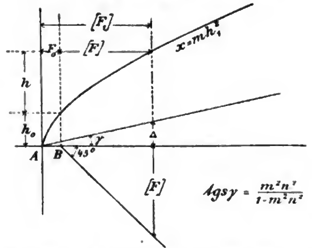
$$\varDelta = F - F^o = F_1^1 - F_1 = \frac{m^2 \cdot n^2}{1 - m^2 \cdot n^2} \cdot m \cdot h_1^2 = k_1 F_1$$

$$F_o = \frac{B \cdot ho}{2} = \frac{B^2}{4m}$$

sich gleichbleibend für ein und dieselbe Planumsbreite B und Böschungsneigung m. Man zeichnet nun zuerst die Parabel $x = m \cdot h_1^2 = F_1$, zieht von der Abscisse x ab F_o durch Eintragen einer im Abstand F_o von der y-Achse gleichlaufenden Geraden, dann erhält man das Paralleltrapez ohne Querneigung und zählt den Unterschied $\varDelta$ hinzu. Indem man aber $k_1 = \operatorname{tg} \gamma$ setzt findet man $\varDelta$, indem man in A den Winkel γ anträgt. Ferner, wenn man in B den Winkel 45° anträgt, bringt man F^o auf die lotrechte Ordinate unmittelbar unter $\varDelta$ und findet so

$$F^o + \varDelta = F.$$

Abb. 115. Flächenmaßstab zu Abb. 114.



Bei den ausführlichen Vorarbeiten kann bei ebenem Gelände die Flächenberechnung, wie bei den allgemeinen, nach dem Flächenmaßstab auf Grund des endgültigen Höhenplans erfolgen. Bei wechselndem Gelände muß jedoch die Flächenberechnung nach dem aufgenommenen endgültigen Querschnitte geschehen.

Die Flächenermittelung der Querschnitte kann entweder

a) durch Rechnung, oder b) auf zeichnerischem Wege, und zwar durch Flächenverwandlung (Abschieben), durch zeichnerisches Zusammenzählen oder durch Umfahren der Fläche mittels eines Planimeters, z. B. mit demjenigen von AMSLER erfolgen. Da allzu große Genauigkeit hier nicht erforderlich ist, so empfiehlt sich die Ersetzung der genauen Rechnung durch das schneller zum Ziel führende zeichnerische Verfahren; namentlich ist das zeichnerische Zusammenzählen jedem andern an Schnelligkeit überlegen. Man teilt hierbei den Querschnitt in Streifen gleicher Breite, von etwa 1 cm, und zählt die abgegriffenen Höhen zusammen. Bei der Flächenverwandlung verwandelt man das unregelmäßige Vieleck in ein Viereck und dieses dann in ein Dreieck, indem man die unregelmäßige Bodenlinie durch eine Gerade ersetzt, auf Grund des Satzes, daß die Inhalte von Dreiecken mit gleicher Grundlinie und gleicher Höhe einander gleich sind (Abb. 116)[79].

[79]) Die Abb. 114 bis 116, 123, 131, 134, 142 bis 145 sinddem »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, 4. Aufl., I. Teil, Bd. I, Kap. I, bearbeitet v. L. OBERSCHULTE, entnommen.

2. **Die Massenermittelung**[80]) geschieht nun a) durch Rechnung, indem man den Körperinhalt in einzelne schmale, prismatische Teile zerlegt und diese annähernd setzt $J = \frac{F_1 + F_2}{2} \cdot l$, wenn l den Abstand der den Körperteil begrenzenden Querschnittsflächen (Abb. 117) und F_1 und F_2 deren Inhalt bezeichnet.

Abb. 116. Flächenverwandlung.

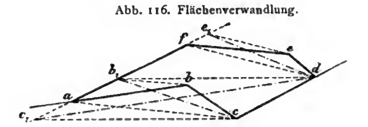


Abb. 117. Massenermittelung durch Rechnung.

Dieses Verfahren gibt unter Voraussetzung einer ebenen Geländeoberfläche zwischen den benachbarten Querschnitten etwas zu viel. Oder man greift im Längenschnitt die mittlere Höhe $h = \frac{h_1 + h_2}{2}$ zweier aufeinander folgenden Querschnitte F_1 und F_2 ab, findet für diese Höhe h den Querschnitt F und erhält $J = F \cdot l$ etwas zu klein. Die Fehler sind für allgemeine Kostenanschläge ohne Bedeutung, bei ausführlichen Anschlägen werden sie in zulässigen Grenzen gehalten, indem man die Querschnitte näher aneinander legt.

Man nimmt l bei allgemeinen Vorarbeiten in hügeligem Gelände durchschnittlich zu 25 bis 50 m, bei ausführlichen 20 bis 25 m an.

Tabelle III. Muster einer Massenberechnung.

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
			Abtrag				Auftrag				Verwendung		
									Masse			außerhalb der Station	
Position	Querschnitt in Station	Entfernung	halber Querschnitt	mittlerer Querschnitt	Masse	Gräben am Damm	halber Querschnitt	mittlerer Querschnitt	gerechnete	verkleinerte	innerhalb der Station	zu viel	zu wenig
		m	qm	qm	cbm	cbm	qm	qm	cbm	cbm	cbm	cbm	cbm
	70 + 50		0,8				42,2						
1		50		1,4	—	70,0		76,4	3820,0	3438,0	70,0	—	3368,0
	71 + 0		0,6				34,2						
2		50		1,2	—	60,0		60,6	3030,0	2727,0	60,0	—	2667,0
	71 + 50		0,6				26,4						
3	72 + 0		—				—						

Das Ergebnis der Berechnung wird nach dem vorstehenden Muster aufgestellt, während für die Massenverteilung und Kostenberechnung das am Schlusse dieses Paragraphen gegebene Muster auch hier benutzt werden kann.

[80]) Vgl. A. Goering a. a. O. S. 3 und »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, 4. Aufl., I. Teil, Bd. I, Kap. I. S. 163 f.

b) Durch Zeichnung, indem man den Flächenplan und dann den zugehörigen Massenplan oder das sog. »Flächen-« und »Massenprofil« untereinander aufträgt[81]).

α) *Der Flächenplan.* Man zeichnet am besten oben auf dem Zeichenblatt den Höhenplan (Abb. 118) der zu behandelnden Strecke auf und darunter zunächst für die

Abb. 118. Höhenplan.

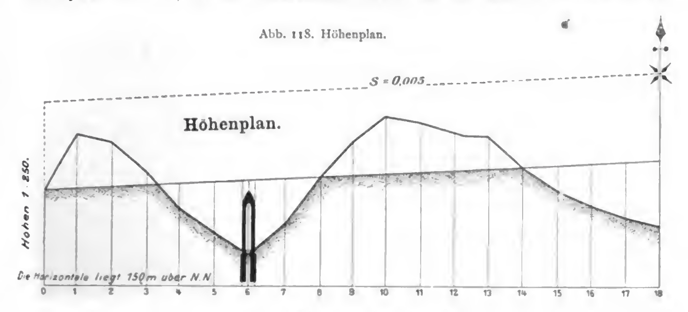
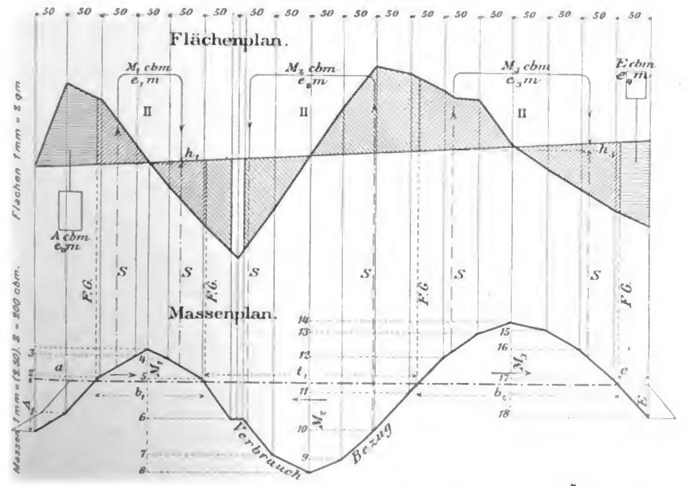


Abb. 119. Flächen- und Massenplan[82]).



81) Vgl. »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, 4. Aufl., I. Teil, Bd. I, Kap. I, S. 168 ff., und A. Goering a. a. O.

82) Im Massenplan links bezieht sich »a« auf den wagerechten Abstand der gleichlaufend mit der Massenlinie aufgetragenen Ablagerungslinie, ebenso wie rechts »e« auf den wagerechten Abstand der Entnahmelinie, vgl. 4, Seitenentnahme und Ablagerung, S. 280.

Darstellung des Flächenplans wiederum die Steigungslinie. Dann bringt man die einzelnen Querschnittslinien in dem nach Art der Vorarbeiten und dem Maßstab gewählten Abstand (von 100 bis 50 m) aus dem Längenschnitt herunter und trägt von der Steigungslinie nach oben und unten, entsprechend Abtrag oder Auftrag, auf jeder Höhenlinie (Ordinate) den betreffenden Querschnitt nach dem Flächenmaßstab (Abb. 113, S. 225) auf. Durch Verbindung der Endpunkte erhält man den Umriß des Flächenplans (Abb. 119). Eine Veränderung der Planumsbreite, wie sie namentlich bei Bahnhöfen eintritt, zeigt sich im Flächenplan durch einen Sprung oder ein steiles Ansteigen oder Abfallen der Umrißlinie (vgl. Abb. 120).

Der Maßstab ist nach der Planumsbreite und der Größe der Querschnitte 1 mm = 2 bis 5 qm zu wählen. Dabei werden die Auftragshöhen entsprechend der Auflockerung der betreffenden Bodenart unter Benutzung des Verkleinerungsmaßstabs (Abb. 121)

Abb. 120. Flächen- und Massenplan einer Bahnverbreiterung durch einen Bahnhof.

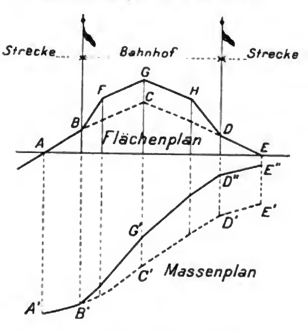


Abb. 121. Verkleinerungsmaßstab.

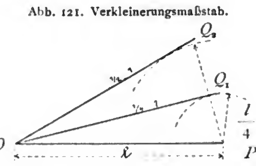


Abb. 122. Abzug der Seitengräben von den Flächenhöhen.

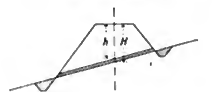
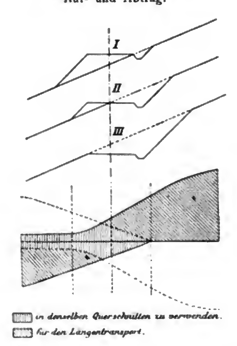


Abb. 123. Übergangspunkte zwischen Auf- und Abtrag.



verkleinert, indem man die Länge l auf dem einen Schenkel OP des Winkels aufträgt und das verkleinerte Maß, z. B. $\frac{l}{4}$, als Abstand des Endpunktes P vom anderen Schenkel OQ abgreift.

Indem man nun auch die in denselben Stationen der Linie, z. B. bei Anschnitten (vgl. Abb. 123, II) oder bei Aufträgen aus den Seitengräben gewonnenen Flächen (Abb. 122) von den Flächenhöhen absetzt, erhält man den Bedarf, der in den betreffenden Querschnitten zu decken ist (Abb. 123) und der für die Längsförderung übrig bleibt. Die Darstellung des Übergreifens zwischen Auftrag und Abtrag, welches bei stärkerer

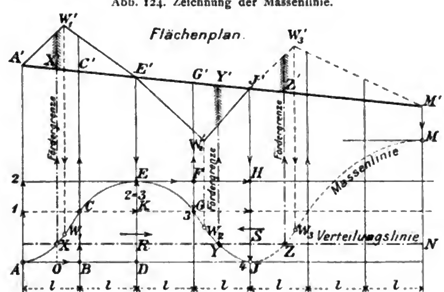
Querneigung des Geländes stattfindet, wird im Flächenplan nach Abb. 123 zur Darstellung gebracht.

Die Fläche des Flächenplans zwischen Steigungs- und Umrißlinie gibt nun unmittelbar die Raummasse an. Denn die Fläche zwischen zwei Querschnittslinien vom Abstand l ist $J = \frac{F_1 + F_2}{2} \cdot l$ wie oben.

β) *Der Massenplan.* Man kann nun aus dem Flächenplan den Massenplan herstellen, aus dem der zwischen zwei Querschnitten (Stationen) vorhandene Vorrat oder erforderliche Bedarf an Massen entnommen werden kann.

1. Die Massenlinie und ihre Eigenschaften. Man erhält die Massenlinie oder das Massenprofil, d. h. den Umriß des Massenplans, wenn man von einer Wagerechten AB aus (Abb. 124) auf einer beliebigen lotrechten Höhenlinie oder einem Querschnitt die von einer anderen beliebigen Anfangslinie oder Querschnitt aus bis dahin verfügbaren oder erforderlichen Ab- oder Auftragsmassen, und zwar in der Regel die Abträge wie im Höhen- und Flächenplan nach oben, die Aufträge nach unten nach einem beliebigen, der Größe der Massen angepaßten Maßstab, z. B. 200 cbm = 1 mm, aufträgt und wie bei dem Längenschnitt des Geländes die für die einzelnen Stationen erhaltenen Punkte verbindet.

Abb. 124. Zeichnung der Massenlinie.



In Abb. 124, in welcher der Querschnittsabstand zu l m angenommen ist und welche den einfachen Fall darstellt, daß sich ein Einschnitt $A' W_1'' E'$ mit einem Damm $E' W_2'' J'$ der Masse nach ausgleicht, ist von der Wagerechten AB aus zunächst auf der Lotrechten BC' die Masse 1 zwischen den Querschnitten AA' und CC', dann auf DE' die ganze Einschnittsmasse $DE = 1 + 2$ nach oben, und zwar als Bezugs- oder Vorratsmasse aufgetragen. Es folgt nun der Damm — die Verbrauchsmasse, deren einzelne Teile nach unten aufgetragen werden, da sie die Vorratsmassen decken sollen. Es wird also von der Wagerechten EF aus zunächst auf der Lotrechten GG' die Masse $3 = FG$, dann die ganze Dammasse $3 + 4 = HJ$ auf der Lotrechten JJ' nach unten aufgetragen usf. Die Linie $ACEGJM$ ist dann die Massenlinie.

Für die Massenlinie ergeben sich dann folgende Eigenschaften:

Der Höhenunterschied zweier Punkte der Massenlinie ist gleich der Masse zwischen den zugehörigen Querschnitten. Jede Höhe im Massenplan stellt eine Massengröße dar. Ferner:

Je nachdem die Massenlinie von links nach rechts steigt oder fällt, entspricht sie bei der angenommenen Art und Weise des Auftragens im Längenschnitt einem Einschnitt oder einem Damm.

Die Punkte A, E, J, M in Abb. 124, in welchen die Berührende an die Massenlinie wagerecht ist, entsprechen den Wechsel-, Null- oder Übergangspunkten A', E', J', M' im Längenschnitt, während den höchsten oder tiefsten Punkten im Flächenplan die Wendepunkte der Massenlinie entsprechen (vgl. Abb. 119, S. 229).

Die aufsteigende Linie nennt man die Bezugs-, die absteigende die Verbrauchslinie. Je steiler die Massenlinie zwischen zwei Querschnitten verläuft, desto mehr Masse auf das Meter ist verfügbar; je flacher dagegen die Massenlinie sich darstellt, desto geringere Massen sind vorhanden oder erforderlich. Die Massenlinie wird eine gerade, wenn der Querschnitt sich gleich bleibt, wie z. B. in einem Tunnel (vgl. Abb. 125). Wird die Massenlinie an einzelnen Stellen wagerecht (wie in Abb. 119, S. 229 bei dem Bauwerk am tiefsten Punkte des Tals), so ist dort entweder keine Einschnittsmasse vorhanden oder keine Auftragmasse erforderlich, d. h. die Bahn verläuft im Gelände, oder der Damm ist durch ein Bauwerk ersetzt; im Flächenplan zeigt sich in letzterem Fall eine Lücke. Eine Wegübergangsrampe wird durch eine lotrechte Linie im Massenplan dargestellt. In Abb. 126 ist eine Übergangsrampe gezeichnet im Auftrag und im Abtrag liegend, wie die Bahn selbst danach ausgezogen bzw. gestrichelt ist, jedoch ohne die zugehörige Seitenförderung.

Abb. 125. Höhen- und Massenplan einer Tunnelstrecke.

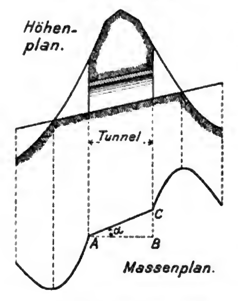
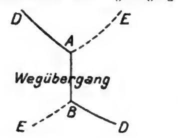


Abb. 126. Darstellung der Massenlinie einer Bahnstrecke mit Wegübergang.



In Abb. 124 war vorausgesetzt, daß der Einschnitt gleich dem Auftrag sein sollte; dann ist $HJ = DE$, d. h. der Punkt J kommt in dieselbe Wagerechte mit A zu liegen, und die sich ausgleichende Masse, sowohl des Einschnitts wie des Auftrags, wird durch dieselbe über dieser Wagerechten stehende Höhe DE des »Berges« AEJ dargestellt. Das gleiche ist der Fall mit Teilen des Einschnitts oder Dammes, die unter sich denselben Inhalt haben, sich also ausgleichen können; ist z. B. die Masse 2 gleich 3, dann müssen C und G auf der Massenlinie auf derselben Wagerechten liegen, und die sich im Ab- und Auftrag ausgleichende Massengröße wird durch die über diesen Wagerechten stehende Höhe KE des Berges CEG dargestellt.

Was nun für die Wagerechten AJ und CG gilt, gilt für jede beliebige wagerechte Linie XY, welche die Massenlinie in den Punkten X und Y und die Lotrechte im Wechselpunkt E' zwischen Ab- und Auftrag in R schneidet. Dann werden durch die Punkte X und Y die Grenzquerschnitte im Ab- bzw. Auftrag festgelegt, zwischen denen ein Massenausgleich herbeizuführen möglich ist, wenn man die Massen des Einschnitts $X'E'$ in den Auftrag zwischen $E'Y'$ befördert. Die beiden Massen werden aber durch dieselbe Höhe RE dargestellt. Die Lotrechten XX' und YY' stellen gleichzeitig die Förder- oder die Transportgrenzen dar, zwischen denen die Bodenbewegung zum Ausgleich der Massen stattzufinden hat.

Die beliebigen Wagerechten XY nennt man Verteilungslinien, und für diese gilt:

Jede durch die Massenlinie gezogene Wagerechte schneidet diese in zwei benachbarten zusammengehörigen Punkten, zwischen denen ein Massenausgleich stattfindet.

Wenn nun auf den Damm weiter rechts (s. Abb. 124) wieder ein Einschnitt folgt, so schneidet die Verteilungslinie XY die Massenlinie in Z und, während die nach oben abgeschnittene Massenlinie XEY mit einem Berge von der Höhe RE verglichen werden kann, entsteht zwischen Y und Z nach unten ein »Tal« von der Tiefe SJ, in dem sich die Masse SJ zwischen den Querschnitten ZZ' und YY' ausgleicht, indem die Einschnittsmasse $J'Z'$ in den Damm $J'Y'$ befördert wird. Oder, in der Massenlinie betrachtet, gleicht sich die Bezugstrecke JZ mit der Verbrauchsstrecke JY aus. Verallgemeinert man nun den zwischen XYZ stattfindenden Ausgleich, so kann man auch sagen:

Zwischen allen auf einer Wagerechten, der Verteilungslinie, liegenden Punkten der Massenlinie ist eine Ausgleichung der Ab- und Auftragsmassen im Bahnkörper selbst möglich.

Da nun die Bodenbewegung immer von dem Abtrag nach dem Auftrag erfolgt, so gilt auch der weitere Satz:

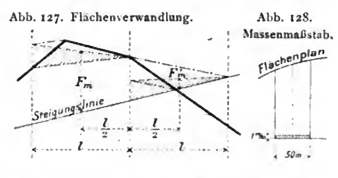
In den Bergen erfolgt die Bewegung vorwärts, in Tälern rückwärts (vgl. die Pfeile in Abb. 124).

Wenn für die Einschnittsmassen vor X und diejenigen hinter Z keine Verwendung im Bahnkörper selbst mehr vorhanden ist, so müßten diese Einschnittsmassen XO und MN ausgesetzt werden, und man erhielte eine Seitenablagerung. Bleibt ein Dammstück ungedeckt, wie z. B. E in Abb. 119 rechts, so muß die erforderliche Masse seitlich entnommen werden, d. h. man braucht eine Seitenentnahme. Folglich:

In den Höhen der an den Enden der Verteilungslinie übrigbleibenden Teile der Massenlinie erhält man die erforderlichen Seitenablagerungen oder Seitenentnahmen.

2. Zeichnerische Darstellung des Massenplans. Um nun die Raummassen 1, 2, 3, 4 usf. (Abb. 124) ohne Rechnung zeichnerisch aus dem Flächenplan entnehmen zu können, teilt man denselben in Streifen von der Breite l gleich 1 ein, so daß der trapezförmige Inhalt durch die mittlere Höhe mit dem Zirkel abgegriffen werden kann. Die einzelnen Höhen können für einen ganzen Damm oder einen ganzen Einschnitt von einem Anfangspunkt A aus auf den Anfangshöhenlinien eines Einschnitts oder Dammes nach oben bzw. nach unten aufgetragen werden. Auf diese Weise wird der Rauminhalt des Auf- und Abtrages als Höhe (Länge) dargestellt und kann durch Anlegen eines Maßstabes abgelesen werden.

Abb. 127. Flächenverwandlung. Abb. 128. Massenmaßstab.



Fallen die Wechselpunkte und die Knickpunkte des Geländes nicht mit den lotrechten Teillinien der Streifen zusammen, so ist nach Abb. 127 eine Flächenverwandlung erforderlich, um die mittlere Höhe abgreifen zu können.

Massenmaßstab. Bedeutet im Flächenplan 1 mm so viel wie 2 qm und ist der Querschnittsabstand zu 50 m angenommen, so wird 1 mm der mittleren Höhe (Abb. 128) gleich $2 \cdot 50 = 100$ cbm die Einheit des Maßstabes zur lotrechten Ablesung der Massen aus dem Flächenplan. Müssen aus bildlichen Rücksichten die Massen im Verhältnis $1 : x$ verkleinert aufgetragen werden, so bedeutet im Massenmaßstab 1 mm $= x \cdot 2 \cdot 50 = x \cdot 100$ cbm.

Bei allgemeinen Vorarbeiten wählt man als Massenmaßstab meist 1 mm gleich 200 bis 500 cbm, bei ausführlichen Vorarbeiten 1 mm gleich 100 cbm.

3. **Mittlere Förderweite.** Zieht man in dem Massenplan zwei Wagerechte, so stellt ihr Abstand m (Abb. 129) eine Masse dar, ihre Schnittpunkte mit der Massenlinie aber die Strecken auf der Bezugs- bzw. der Verbrauchslinie, wo diese Masse verfügbar oder erforderlich ist. Annähernd ist aber die mittlere Förderweite x von der Bezugs- zur Entnahmestrecke, strenggenommen die Entfernung der Schwerpunkte der Auf- und Abtragsmasse, das Mittel aus der Länge der beiden Wagerechten von Schnittpunkt zu Schnittpunkt der Massenlinie gerechnet. Dies ist um so genauer, je kleiner der Abstand der beiden Wagerechten wird. Ist das Massenteilchen m sehr klein, so kann man sagen:

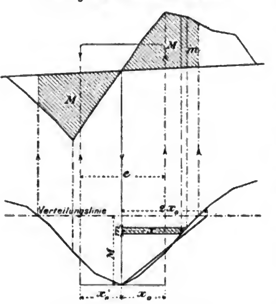


Abb. 129. Mittlere Förderweite.

Abb. 130. Mittlere Förderweite.

Die Entfernung zweier in einer Wagerechten liegenden Punkte der Massenlinie ist die Förderweite, durch welche auch die Förderkosten nach einem bestimmten Maßstab ausgedrückt werden können.

Da nun nach Abb. 129 die ganze Fläche zwischen der Verteilungslinie XY und der Massenlinie durch in gleichem Abstand m gezogene Wagerechte in einzelne Streifen vom Flächeninhalt $m \cdot x$ zerlegt gedacht werden kann, so stellt jene Fläche die Summe der Produkte $m \cdot x$ aus Masse und Förderweite oder das **Fördermoment** $F =$ Summe $(m \cdot x)$ dar.

Für eine bestimmte Fördermenge M findet man dann die **mittlere Förderweite** $e = x_0 + x'_0$ (vgl. Abb. 130), wenn man die Lage und damit die Entfernung x_0 und x'_0 der lotrechten Schwerpunktslinien der sich ausgleichenden Massen rechts und links vom Nullpunkt im Flächenplan oder im Massenplan rechts und links der Höhenlinie M ermittelt.

Bedeutet im Flächenplan F die ganze Fläche rechts des Nullpunkts oder rechts der durch ihn gehenden Höhenlinie im Massenplan und x_0 den Schwerpunktsabstand von dieser Höhenlinie, so wird $F =$ Summe $(m \cdot x) = x_0 \cdot$ Summe $(m) = x_0 \cdot M$, d. h. x_0 kann dargestellt werden als die eine Seite eines Rechtecks von der Fläche F, dessen andere M ist, oder als die halbe Grundlinie eines rechtwinkligen Dreiecks von gleicher Fläche mit der Höhe M.

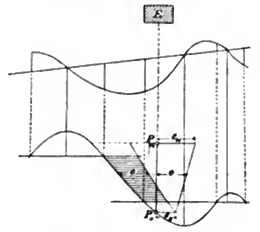
Um x_0 zeichnerisch zu finden, verwandelt man die Fläche zwischen Massenlinie und Verteilungslinie auf jeder Seite ihrer größten Höhe (darstellend die Fördermenge M) zunächst in 2 Dreiecke mit der Höhe M. Dann müssen deren Grundlinie $= 2\,x_0$ bzw. $2\,x'_0$ sein, da $\triangle = M \cdot x_0 = M \cdot \frac{(2\,x_0)}{2}$ der Grundlinie $= 2\,x_0$. Es sind folglich x_0 bzw. x'_0 die Schwerlinienabstände von der erwähnten, durch die Wechelpunkte des Geländes gehenden Lotrechten, und die mittlere Förderweite wird $e = x_0 + x'_0$.

Ist aber die mittlere Förderweite gefunden, so lassen sich auch leicht die entsprechenden Förderpreise auf Grund von Listen oder bildlichen **Förderkostenmaß-**

stäben und auch die im Verhältnis zur bewegenden Masse günstigste Förderart finden (vgl. S. 238).

4. Eine Seitenentnahme oder Ablagerung wird im Massenplan neben der Massenlinie durch einen der Förderweite zwischen der Entnahme- und Schüttstelle entsprechenden Abstand angegeben. Wird daher z. B. die Entnahme oder die Ablagerung gleichlaufend mit der Bahnachse angelegt, so läuft die Entnahme- oder Ablagerungslinie gleich mit der Verbrauchslinie, und dann bleiben sich auch die Kosten gleich. Im anderen Fall erhält man eine schräg laufende oder gebrochene Entnahme- oder Ablagerungslinie (Abb. 131).

Abb. 131. Seitenentnahme.



Bei einem Vergleich von verschiedenen Verteilungsarten oder Massenausgleichungen kommen bei denjenigen Bodenmengen, welche im Bahnkörper selbst gewonnen und verwendet werden, die Kosten des Grunderwerbs nicht in Frage, wohl aber bei denjenigen Bodenmassen, die außerhalb des Bahnkörpers gewonnen oder abgelagert werden müssen. Jede Seitenentnahme oder Seitenablagerung erfordert den Erwerb einer besonderen Bodenfläche, dessen Kosten in denjenigen für den einzelnen Kubikmeter enthalten sein müssen. Bei einer Seitenentnahme müssen aber auch noch die Kosten der Gewinnung als neu hinzukommend berücksichtigt werden. Man kann für Übungsbeispiele diese Kosten für 1 cbm Seitenablagerung einschließlich des Preises für den Grunderwerb $a' = 40$ Pf. und für ein Kubikmeter Seitenentnahme einschließlich des Preises für den Grunderwerb und die Gewinnung 60 Pf. rechnen.

Unter günstigen Umständen fällt auch der Kostenanteil für Grund und Boden bei Seitenentnahme oder Ablagerung fort. Es kann z. B. der Grund und Boden für eine Ablagerung oder für eine Entnahme vom Besitzer unentgeltlich zur Verfügung gestellt werden.

Der Maßstab für die neben der Massenlinie zu vermerkenden Kosten für das cbm Ablagerung oder Seitenentnahme a' oder e' in Pfennigen ist beliebig, 1 mm = 2 bis 5 Pfennige. Ebenso gibt man zweckmäßig unter und über der Verteilungslinie bei jedem Berg oder Tal die Förderpreise in Pfennigen für 1 cbm an (vgl. Absatz 6, S. 241).

II. Die Verteilung der Erdmassen.

1. Die günstigste Massenverteilung. Denkt man sich in Abb. 119, S. 229 im Massenplan die Verteilungslinie um 1 cbm nach oben verschoben, so werden die Massen M_1 und M_3 um 1 cbm verkleinert, die Massen A_1 (Aussatz), M_2, E (Entnahme) um 1 cbm vergrößert. Daher wird auch 1 cbm weniger auf die Entfernung b_1 und b_2 und 1 cbm mehr auf die Entfernung t_1 befördert und 1 cbm mehr ausgesetzt und entnommen. Mithin werden die Förderkosten um $1{,}0\,(b'_1 + b'_2)$ Pfennige vermindert und um $1{,}0 \cdot (a' + t' + e')$ Pfennige vermehrt, wenn b' und t' die den Förderweiten b und t mit einer bestimmten Förderart entsprechenden Förderkosten für 1 cbm bezeichnen[83]. Demnach erhält man den durch die Verschiebung der Verteilungslinie nach oben entstandenen Kostenunterschied, da b und t für 1 cbm als gleichbleibend angenommen werden können, in diesem besonderen Fall

$$K_u = a' + e' + t' - (b'_1 + b'_2),$$

oder allgemeiner $$K_u = a' + e' + \text{Summe}\,(t') - \text{Summe}\,(b').$$

[83]) a und e können gleich als Pf. aufgetragen werden.

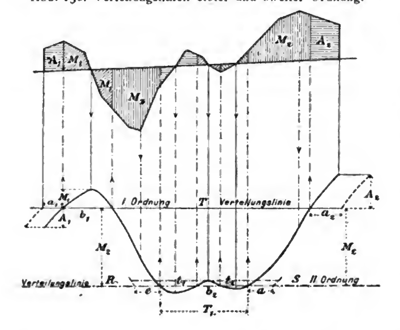
Die Förderpreise b' und t' werden aus einer Preisliste oder einem bildlichen Förderkostenmaßstab (s. Abb. 135, S. 238) für die abgegriffenen Entfernungen b und t entnommen. Die Lage der Verteilungslinie wird nun augenscheinlich am günstigsten, wenn der Kostenunterschied bei der Verschiebung um 1 cbm nach oben oder nach unten $K_n = 0$ wird. Dann wird die vorige Gleichung je nach der $\pm$ Lage von Entnahme und Ablagerung zur Verteilungslinie allgemein, alles in Pfennigen ausgedrückt

$$\pm a' \pm e' + S(b') = S(t') \tag{8}$$

oder kurz mit Worten: Die Summe der Berge muß gleich der Summe der Täler sein unter Berücksichtigung der Seitenentnahmen und Seitenablagerungen[84]. Hierbei sind nach oben unter »Bergen« und »Tälern« nicht die Bergbreiten und Talbreiten, sondern die Förderkosten für das Kubikmeter und für a' und e' die entsprechenden Kostenbeträge verstanden. Diese Lage der Verteilungslinie hat man aufzusuchen. Besonders ist darauf hinzuweisen, daß die Ablagerung a' oder die Entnahme e' auf beiden Seiten, oder bald auf der einen, bald auf der andern Seite der Verteilungslinie erscheinen, und bei gleicher Größe der Einheitspreise infolgedessen auch aus der Bedingungsgleichung, z. B. $a_1 + t_2 = b_1 + a_e$ herausfallen kann. Auf welcher Seite der Gleichung a und e angesetzt werden müssen, ergibt sich aus der Änderung ihrer Größe bei einer Verschiebung der Verteilungslinie. Wenn sich a' und e' mit b' vergrößern, so kommen sie mit b' auf dieselbe Seite der Gleichung; vergrößern sie sich mit t', so kommen sie zu diesem.

2. **Verteilungslinie erster und zweiter Ordnung.** Häufig kommt der Fall vor, daß zwischen einem großen Einschnitt und einem großen Damm mehrere kleine Einschnitte und Dämme liegen (Abb. 132), die zunächst unter sich auszugleichen sind, um dann die Förderung der Hauptmasse über die so fertig gestellte Strecke hinweg erfolgen zu lassen. Die Massenlinie zeigt in diesem Falle zwischen zwei größeren Hauptwellen eine oder mehrere kleinere Wellen, über welche die Hauptverteilungslinie (erster Ordnung) hinweggeht. Die Lage der Verteilungslinie zweiter Ordnung bestimmt sich hier zunächst unter Annahme einer Entnahme und Ablagerung an beiden Enden der Verteilungslinie zweiter Ordnung aus der Gleichung:

Abb. 132. Verteilungslinien erster und zweiter Ordnung.



$$e + a + b_2 = t_1 + t_2$$

in Pfennigen, oder allgemeiner $e + a +$ Summe $(b) =$ Summe (t).

Da aber der Voraussetzung nach RS die Grenze zwischen der durchgehenden Förderung von M_2 und dem Einzelausgleich des kleinen Einschnitts und der kleinen Dämme darstellt, so ist $T_1 < a + e$; dies in die letzte Gleichung eingesetzt, gibt

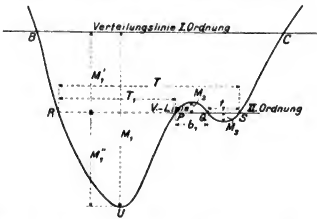
$$T_1 + \text{Summe}\,(b) = \text{Summe}\,(t). \tag{9}$$

[84]) »Berge« und »Täler« sind hier nur bildliche Bezeichnungen, die mit den Erhebungen und Senkungen des Höhenplanes nichts zu tun haben; vgl. 232 u. 233.

Auch kann ein kleinerer Damm zwischen zwei größere Einschnitte zu liegen kommen. Hierdurch entsteht in der aufsteigenden Massenlinie eine Einsenkung, die zu einer Verteilungslinie zweiter Ordnung Veranlassung gibt.

Durchgehende und nicht durchgehende Verteilungslinie zweiter Ordnung. Es trifft nun nicht immer zu, daß diejenige Verteilungslinie zweiter Ordnung die geringsten Gesamtkosten ergibt, die vollständig durch den Massenplan hindurchgeht. Sondern es wird noch von Fall zu Fall zu untersuchen sein, ob die Förderkosten nicht geringer werden, wenn wie in Abb. 133 die Verteilungslinie zweiter Ordnung nicht durchgeführt wird, da dann also nach Fertigstellung des Planums auf die Strecke PS durch Bewegung der Massen M_2 u. M_3 die ganze Masse $M_1 = M_1' + M_1''$ mit ein und derselben Förderart bewegt wird, statt daß noch für M_1'' eine besondere Förderabteilung mit besonderer Förderart (s. III, S. 238) gebildet und nur M_1' durchgehend gefördert wird. Die Lage der nicht durchgehenden Verteilungslinie zweiter Ordnung bestimmt sich nach der Gleichung

Abb. 133. Verteilungslinie zweiter Ordnung nicht durchgehend.



$$T + \text{Summe}\,(b) = T_1 + \text{Summe}\,(t)$$

wobei $T < a + e$ in Pfennigen sein muß. Ähnlich lautet die Gleichung, wenn die Verteilungslinie zweiter Ordnung durch einen Berg geht

$$B + \text{Summe}\,(t) = B_1 + \text{Summe}\,(b).$$

Ob die Verteilungslinie zweiter Ordnung hindurchgeht oder nicht, kann nur durch vergleichende Kostenberechnung bestimmt werden. Es ist dabei zu beachten, daß die Lage der Verteilungslinie erster Ordnung durch die Art der Verteilungslinie zweiter Ordnung beeinflußt wird.

3. **Gemeinsame und getrennte Verteilungslinie.** Ist $a + e$, vgl. Abb. 132, aber billiger als T_1, so zerfällt die Hauptverteilungslinie in zwei oder mehrere getrennte, mit dazwischenliegenden Entnahmen und Ablagerungen; vgl. Abb. 134. Bei kurzen Wellen ist zuerst eine gemeinsame Verteilungslinie zu untersuchen; in zweifelhaften Fällen nimmt man zunächst getrennte Verteilungslinien an.

Abb. 134. Getrennte Verteilungslinien.

In Abb. 134 [85]) sind drei getrennte Verteilungslinien I—I, II—II, III—III dargestellt;

für I—I muß sein $a_1 + e_1 = b_1$,
» II—II » » $e_1 + a_2 = t_1$,
» III—III » » $a_2 + t_2 = b_2 + a_3$.

Man wird zuerst untersuchen, ob $t_1 \gtreqless a + e$. Ist $t_1 > a_2 + e_1$ oder $a_2 + e_1 < t_1$, dann bleiben die drei getrennten Verteilungslinien bestehen. Ist jedoch $t_1 < a_2 + e_1$, dann rückt II—II höher hinauf und kann schließlich mit I—I zusammenfallen. Es muß, wenn auch I—I mit III—III zusammenfallen soll, sein

$$a_1 + t_1 + t_2 = b_1 + b_2 + a_3.$$

Bei einer großen Zahl von Wellen oder Bergen und Tälern tritt an die Stelle der einzelnen b oder t immer die Summe (b) oder Summe (t); hierbei sind alle Förderweiten durch die entsprechenden Förderkosten eines Kubikmeters auf die betreffende Weite auszudrücken. Wegen der Kosten für a und e wird auf I, 4, S. 235 verwiesen.

III. Kostenberechnung der Bodenbewegung mittels bildlicher Förderkostenmaßstäbe unter Berücksichtigung der Förderart.

a) Förderung auf der Wagerechten.

Die Förderkosten lassen sich in die Form einer linearen Gleichung bringen

$$K = a + b \cdot x, \tag{10}$$

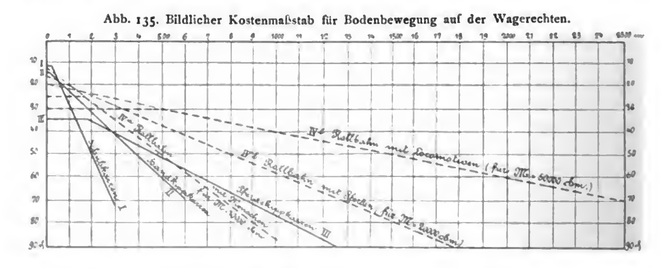
oder bei Berücksichtigung der Fördermasse

$$K = a + b \cdot x + \frac{c}{M} \cdot x. \tag{11}$$

Die Größen a, b, c sind für jede Förderart feststehende Erfahrungswerte [86]).

Die Förderkosten lassen sich also durch gerade Linien darstellen, die durch zwei Punkte festgelegt werden können. Man trägt auf Millimeterpapier die Förderweiten als wagerechte Entfernungen, die Förderpreise als Höhen auf, wie in Abb. 135 im Maß-

Abb. 135. Bildlicher Kostenmaßstab für Bodenbewegung auf der Wagerechten.



stab von 5 mm = 10 Pfennige und die Weiten in 1 : 20000 oder 5 mm = 100 m, oder besser in doppeltem Maßstab. In dieses Netz trägt man die Preislinien für die verschiedenen Förderarten [87]) ein. Die Preislinien für die drei Förderarten IVa—c sind

[85]) Die Abb. 135 u. 138 sind A. Goering, Massenermittelung, Massenverteilung und Transportkosten der Erdarbeiten, 5. Aufl., Berlin 1907, Taf. II, entnommen.

[86]) Vgl. Kap. I dieses Lehrbuchs, § 9, S. 37.

[87]) Vgl. »Handbuch der Baukunde«, III, Berlin 1892. Erdarbeiten bearbeitet von G. Barkhausen, S. 19.

nicht wie für die Förderarten I bis III feststehend, sondern hängen von der Größe der zu bewegenden Masse ab und müssen für jede einzelne zu bewegende Bodenmasse besonders gezeichnet werden. Setzt man in Gleichung 10 und 11 $x = o$, so wird $K = a$, d. h. der Anfangspunkt der Linie bleibt unverändert auch bei Veränderung der Masse. Die Kostenlinien für die Förderarten IVa—IVc bilden daher je ein Strahlenbüschel, deren Mittelpunkte in der Kostenachse liegen. Dies ist bei den höheren Förderarten (s. IVa bis c) von Wichtigkeit, da man dann nur einen Punkt zu berechnen und aufzutragen hat, um eine neue Preislinie für eine andere Masse zu erhalten.

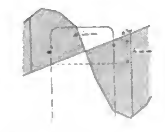
Die Werte für K, d. h. die Kosten der Bewegung eines Kubikmeters Boden auf eine Entfernung von l Meter in der Wagerechten bei den sechs verschiedenen Förderungsarten I bis IVc ergeben sich aus der folgenden Zusammenstellung, wonach für jede Förderderart ein gewisser Mindestpreis zu berücksichtigen ist, der nicht unterschritten werden kann. Die Bedeutung der sechs Förderarten geht aus dem bildlichen Förderkostenmaßstab (Abb. 135) hervor.

Tabelle IV. Förderkostenberechnung[88].

Förderart	Preisberechnung für l m Förderweite in Pfennigen	Mindest-Preis	Übliche Grenzen in m
I	$6 + 22 \cdot \frac{l}{100}$	12	$\leqq$ 80—100
II	$14 + 9{,}2 \cdot \frac{l}{100}$	16	$\leqq$ 300
III	$26 + 5 \cdot \frac{l}{100}$	35	$\geqq$ 500 $\leqq$ 1500
IV a	$12 + \left(2{,}5 + \frac{50000}{M}\right)\frac{l}{100}$	25	$\leqq$ 500
IV b	$17 + \left(1{,}0 + \frac{60000}{M}\right)\frac{l}{100}$	30	$\geqq$ 300
IV c	$20 + \left(0{,}5 + \frac{75000}{M}\right)\frac{l}{100}$	30	$\geqq$ 500

b) Förderung auf Steigungen. α) *In der Steigung.* Liegt die Bahn in der Steigung, so kommt zu den Förderkosten in der Wagerechten noch ein Steigungszuschlag hinzu. Als Hebung h (Abb. 136) einer Bodenmasse wird der Höhenunterschied der Schnittpunkte der Schwerpunktslotrechten mit der Steigungslinie angenommen, da der größte Teil der Massen tatsächlich auf dem Planum gefördert wird. Diese Höhe wird auf dem Flächenplan abgegriffen, wo die Schwerlinien schon zur Ermittelung der mittleren Förderweiten (vgl. Abb. 130, S. 234) bestimmt worden sind.

Abb. 136. Förderung auf Steigungen.



Die Kosten für die Zugkraft lassen sich ausdrücken durch $K_1 = a_1 + b_1 \cdot l$; sie vergrößern sich bei einer Steigung $s = \frac{h}{l}$ in gleichem Verhältnis wie der Widerstand W. In der Wagerechten, wenn Q die zu bewegende Last und w die Widerstandsziffer der Bahn ist, ist aber $W = Q \cdot w$ und in der Steigung $W_s = Q(w + s)$ ist. Dieses Verhältnis

$$\frac{W}{W_s} \text{ wird also} = \frac{Q(w + s)}{Q \cdot w} = 1 + \frac{s}{w}\,.$$

[88]) Vgl. A. Goering a. a. O., S. 18, und »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, 4. Aufl., I. Teil, Bd. II, Kap. I, S. 98 ff.

Der Steigungszuschlag Z zu den Kosten der Zugkraft wird demnach

$$Z = \frac{s}{w} K_1 = \left(\frac{a_1}{w}\right) s + \frac{b_1}{w} l \cdot s = a_2 \cdot s + b_2 \cdot h.$$

Das zweite Glied $b_2 \cdot h$ dieser Gleichung stellt bei veränderlichem h eine schräge Gerade dar, wenn man Z auf einer wagerechten und h auf der lotrechten Achse aufträgt. Der erste Teil $a_2 \cdot s$ bedingt eine Verschiebung der Geraden um $a_2 \cdot s$ gleichlaufend mit der wagerechten Achse. Hieraus ergibt sich der Steigungszuschlag für 1 m Hebung

$$\frac{Z}{h} = \frac{a_2 \cdot s}{h} + b_2 = a_2 \cdot l + b_2.$$

Die Größen a_1, b_1, a_2, b_2 und w werden als Erfahrungswerte aus Listen entnommen.

Abb. 137. Steigungszuschlag.

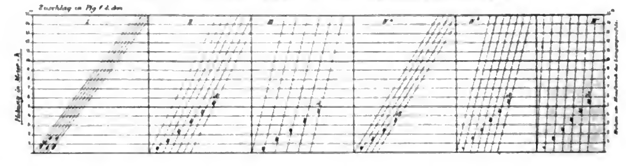
In Abb. 137 ist auf der lotrechten Achse die senkrechte Hebung h der Massen, auf der Wagerechten der Steigungszuschlag Z in Pfennigen abzugreifen, indem man vom Endpunkte der Hebung bis zu der, der Steigung $s\,^0/_{00}$ der Bahn entsprechenden schrägen Geraden für die betreffende Förderart wagerecht hinübergeht.

Die Steigungszuschläge werden für die sechs Förderarten ausgedrückt durch die sechs Gleichungen:

I.	$Z = 3\,h + 0{,}07\ s\,^0/_{00}$,	IVa.	$Z = 2{,}5\ h + 0{,}25\ s\,^0/_{00}$,
II.	$Z = 2\,h + 0{,}30\ s\,^0/_{00}$,	IVb.	$Z = h + 0{,}60\ s\,^0/_{00}$,
III.	$Z = h + 0{,}50\ s\,^0/_{00}$,	IVc.	$Z = 0{,}25\,h + 0{,}75\ s\,^0/_{00}$.

Bei dem bildlichen Maßstab für die Steigungskostenzuschläge (vgl. Abb. 138, wo der Maßstab für den Zuschlag 1 mm = 0,5 Pfennige ist) werden die Höhen im Maß-

Abb. 138. Bildlicher Maßstab für die Steigungskostenzuschläge.



stab der Längen des Höhenplans aufgetragen, die Pfennige in gleichem Maßstab wie bei dem wagerechten Förderkostenmaßstab, so daß man die abgegriffenen Längen ohne weiteres zusammenzählen kann.

β) *Förderung im Gefälle.* Eine Ermäßigung der Kosten bei Talförderung ist bei günstigem Gefälle gering und kann meist ebenso außer Betracht bleiben wie bei steileren Neigungen. Bei Querbeförderung kommt meist nur der Höhenunterschied der Schwerpunkte in Anrechnung, oder derjenige zwischen dem Schwerpunkt der Ausschachtung und dem Anfangspunkt der etwaigen Längenförderung auf dem Planum.

Aus Abb. 138 geht hervor, daß bei den Förderarten I—III und bei IVa—IVc der Einfluß der zunehmenden Steigung um so größer wird, je höher die Förderart ist.

IV. Ausführung des zeichnerischen Verfahrens zur Ermittelung und Verteilung der Erdmassen, sowie der Kosten der Bodenbewegung.

Zunächst sucht man die aus natürlichen oder baulichen Gründen gegebenen Förderscheiden auf. Als solche ergeben sich Tunnel, tiefe Täler mit größeren Brücken, deren

rechtzeitige Fertigstellung zur Überleitung der Erdförderung zuviel Zeit kosten würde. Kleinere Brücken können allerdings durch Gerüste, Täler auch durch Anwendung von Drahtseilbahnen überschritten werden. Auch Ablagerungen oder Entnahmen bilden Förderscheiden. Innerhalb der durch die Förderscheiden festgesetzten Streckenabschnitte hat dann der Massenausgleich stattzufinden.

Aus den angestellten Bodenuntersuchungen ergibt sich:

1. welche Bodenmengen, die sich zur Herstellung der Dämme nicht eignen, oder welche, wie z. B. Kies oder Bruchsteine, für Bauzwecke verwendbar sind, ausgesetzt werden müssen;
2. welches Auflockerungsverhältnis für die einzelnen Bodenarten (2 bis 10 %) und
3. welche Gewinnungspreise (0,15 bis 3,20 M.)[89] anzunehmen sind.

Hierauf sind noch die Preise für Ablagerung und für Entnahme an bestimmten Stellen, wo sie erforderlich werden, zu ermitteln[90].

Dann erfolgt aus dem vorgeschriebenen Querschnitt und dem aufgezeichneten Höhenplan:

1. Die Ermittelung des Flächenplans
   a) beim Vorentwurf (den allgemeinen Vorarbeiten) bei einigermaßen regelmäßigem Gelände und nicht zu starker Querneigung aus dem Höhenplan mit Hilfe des gezeichneten Flächenmaßstabs.
   b) beim Bauentwurf oder auch beim Vorentwurf bei zu starker Querneigung mittels gezeichneter Querschnitte.
2. Zurückführung der Auftragsmassen auf den Abtrag.
3. Bestimmung der etwa erforderlichen Querförderung unter Berücksichtigung der Steigungsverhältnisse, z. B. bei Anschnitten, für Schneedämme, Wegverlegungen und Rampen, Gräben neben dem Auftrag usw.
4. Herstellung des Massenplans auf Grund des Flächenplans.
5. Vergleich zwischen Auf- und Abtragsmassen im ganzen und innerhalb der einzelnen Strecken zwischen den Förderscheiden. Die Summe der Einschnittsmassen und der Seitenentnahmen muß gleich der Menge der Auftragsmassen und des Aussatzbodens sein, d. h. $E + S_e = A + S_a$.
6. Aufsuchen der günstigsten Fördergrenzen durch Festlegung der günstigsten Verteilungslinie unter Berücksichtigung der Förderart und der Steigungsverhältnisse. Man nimmt zunächst unter Berücksichtigung der z. B. durch Brücken oder Tunnels gegebenen Förderscheiden versuchsweise eine, aber immer noch verschiebliche Verteilungslinie an (vgl. Abb. 119, S. 229) unter Voraussetzung einer Ablagerung oder einer Entnahme an ihren Endpunkten. Dann wird die Verteilungslinie nach oben bzw. nach unten verschoben, bis sich nach S. 237, unter 3 ein Zusammenfallen mit einer benachbarten Verteilungslinie ergibt oder bis eine weitere Verschiebung in der als günstiger sich ergebenden Richtung nicht mehr möglich ist, z. B. wenn die Verteilungslinie ein Förderhindernis oder den Anfangs- oder Endpunkt der Massenlinie erreicht, oder diese in einem Hoch- oder Tiefpunkt berührt. Man wird in diesem Fall untersuchen müssen, ob der Ausgleich günstiger wird oder nicht, wenn die Verteilungslinie kurz unter diesen Punkten verläuft oder durch sie geht, und danach in der Bedingungsgleichung den kleinsten Förderpreis bei dem betreffenden Tal oder Berg zusetzen oder fortlassen. Geht

[89]) Vgl. Kap. I: »Erdbau« dieses Lehrbuchs, S. 13.

[90]) Bei Übungsaufgaben können diese etwa zu 40 bzw. 60 Pfg. angenommen werden.

die Verteilungslinie unter oder über einen Hoch- oder Tiefpunkt hinweg und schneidet die beiden nächsten auf- und absteigenden Äste der Massenlinie, so ergibt sich noch eine Verteilungslinie zweiter Ordnung. Es ist zweckmäßig, dabei von vornherein die durch die gewählte Verteilungslinie im Flächenplan oder im Höhenplan festgelegten Fördergrenzen zu prüfen, um sich einen Überblick über den Wert der angenommenen Lage der Verteilungslinie zu verschaffen.

Hat man nun schätzungsweise eine annähernd günstige Lage der Verteilungslinie angenommen, so folgt die Bestimmung der einzelnen Fördermengen und der mittleren Förderweiten sowie der Förderart.

Für jeden Förderabschnitt (Berg oder Tal) wird die mittlere, der Feststellung der Förderart zugrunde zu legende Förderweite, d. i. die Entfernung der Schwerpunktslinien der sich ausgleichenden Einschnitts- und Auftragsmassen nach Abb. 130, S. 234 gefunden. Die hierzu erforderliche Flächenverwandlung oder die Begradigung der Massenlinie braucht bei den ersten Untersuchungen zur Ermittelung der günstigsten Verteilungslinie zunächst nur schätzungsweise nach dem Augenmaß vorgenommen zu werden. Aus der Menge und Förderweite bestimmt sich aber unter Berücksichtigung der Steigung die billigste Förderart aus dem bildlichen Förderkostenmaßstab (vgl. Abb. 135 u. 138, S. 238 u. 240), wobei die Mindestpreise für jede Förderart in Tab. IV zu berücksichtigen sind. Ist man über die Wahl der Förderart im Zweifel, so entscheidet die Fördermenge[91]. Die gefundene Förderart ist nun auch für die Grenzförderung, d. h. für die Förderung auf die größte Weite in jedem Berg oder Tal des Massenplans maßgebend. Bei jeder größeren Erdarbeit pflegt nämlich nach dem anfänglichen, zu vernachlässigenden, meist mit Schubkarren stattfindenden Angriff für die ganze übrige Hauptmasse nur eine einzige Förderart zu folgen, da ein öfterer Wechsel der Geräte und Gleise für einen Förderabschnitt zu teuer würde.

Bei Aufstellung der Bedingungsgleichung für die günstigste Verteilungslinie $\pm a \pm c + S(b) = S(t)$ sind die hier einzusetzenden Förderpreise für 1 cbm auf die in der Verteilungslinie liegenden Grenzweiten b und t an derjenigen Preislinie zu messen, welche für die auf Grund der mittleren Förderweite und Menge gefundene Förderart Geltung hat. Ergibt sich z. B. für eine Bodenmenge von 18000 cbm und eine mittlere Förderweite von 400 m die Förderart IVa als die günstigste, so beträgt der, nach Tab. V, S. 243 aufzustellenden Kostenberechnung zugrunde zu legende mittlere Förderpreis 33 Pfennige, dagegen der in die Bedingungsgleichung für die Verteilungslinie für eine Grenzweite von 720 m einzusetzende Grenzpreis nach Tab. V 50 Pfennige. Dazu kommen dann noch die etwaigen Steigungszuschläge. Findet sich bei der Festlegung der Verteilungslinie ein erheblich anderer Wert für Masse und Förderweite und eine andere Förderart, wie zugrunde gelegt, so ist das Verfahren zu wiederholen.

Ist die günstigste Lage der Verteilungslinie gefunden, so schreibt man die Massen und mittleren Förderweiten — Schwerpunktswege — und die Förderart in den Flächenplan ein. Ebenso werden die Einheitskosten der Grenzförderung und die Kosten der etwaigen Seitenentnahme und Ablagerung für das cbm in dem Massenplan nach Abb. 119, S. 229, endgültig vermerkt.

Die Ergebnisse der Verteilung, d. i. die durch die gefundenen Fördergrenzen sich gegenseitig ausgleichenden Ab- und Auftragsmassen, werden im Flächenplan, die Förder-

---

[91]) Vgl. I. Teil, Bd. II, Kap. I, bearb. von L. v. WILLMANN, § 22, S. 119, der 4. Aufl. 1905, des »Handb. d. Ing.-Wissensch.« »Zur Wahl der Förderart«. Es kommt im gegebenen Fall auch die zur Verfügung stehende Zeit in Frage, auch das etwaige Vorhandensein einer bestimmten Geräteart. Bei Übungsaufgaben wird man aber von solchen praktischen Rücksichten absehen und die Aufgabe auf Grund der gegebenen Kosten mathematisch lösen müssen.

momentflächen im Massenplan durch dieselben Farben veranschaulicht, wobei bei einer Massenlinie zweiter Ordnung die Fördermomentflächen zwischen den Verteilungslinien sich überdecken[92]).

7. Die Kostenzusammenstellung kann nunmehr in einer Liste am besten auf der Zeichnung selbst erfolgen. (Tab. V zeigt ein Beispiel.) Auch die Seitenentnahmen und die Ablagerungen werden im Flächenplan durch, ihrer Größe entsprechende Rechtecke über bzw. unter dem Planum wie bei den Einschnitten und Dämmen dargestellt und in den gleichen Farben wie ihre Verbrauchs- bzw. Bezugsfläche angelegt (vgl. Abb. 118, S. 129).

Tabelle V. Kostenberechnung.

Nr.	Art der Gewinnung von Stat. bis Stat.	Art der Verwendung von Stat. bis Stat.	Abtragsmasse Bahnkörper cbm	Abtragsmasse Seitenentnahme cbm	Bodenart	Förderart	Mittlere Förderweite	Förderhöhe	Förderpreis in Pf. wagerecht	Förderpreis in Pf. Steigung	Förderpreis in Pf. zusammen	Geldbetrag M	Geldbetrag Pf	Bemerkungen
1	36+61—37+11	Seitenablagerg. bei Stat. 36+70	680	—	Mergel	I	60	—	—	—	40	272	—	Preis einschl. des Grunderwerbs.
2	37+11—41+3	43+31—45+62	18050	—	Sand	IVa	460	—	36	—	36	6498	—	
3	37+ 8—41+54	45+62—45+95	—	3710	Lehm	III	610	—	57	—	57	2114	70	Einschnittsverbreiterg.
4	41+ 3—41+54	41+54—42+19	2750	—	Ton	I	60	—	20	—	20	550	—	
5	41+54—42+19	41+54—42+19	850	—	Schwerer Lehm	I	25	—	12	—	12	102	—	in denselben Stat. zu verwenden.
6	42+19—42+84	42+84—43+31	2540	—	Schwerer Lehm	I	50	—	17	—	17	431	80	
7	Seitenentnahme bei Stat. 46	45+95—46+45	—	5130	Leichter Lehm	II	270	—	—	—	60	3078	—	Preis einschließl. d. Grunderwerbs u. d. Gewinnung.
		zusammen	24870	8840										
		im ganzen cbm	33710		—	—	—	—	—	—	—	13046	50	
	Gewinnungskosten		6910		Sand und leichter Lehm .						40	2764	—	
	Gewinnungskosten		20000		Schwerer Lehm.						60	12000	—	
	Gewinnungskosten		6800		Ton und Mergel						70	4760	—	
		cbm	33710		Gesamtkosten der Erdarbeiten							32570	50	

§ 15. Die ausführlichen Vorarbeiten.

Auf den allgemeinen Vorarbeiten bauen sich die ausführlichen auf; die letzteren bezwecken nach § 12, S. 212, die genaue Festlegung und Absteckung der allgemein ermittelten Linie für die Ausführung, nachdem die Mittel für den Bau bewilligt sind.

Die ausführlichen und allgemeinen Vorarbeiten sind nicht immer scharf zu trennen und greifen zeitlich streckenweise ineinander, beide umfassen geometrische und eigentliche Entwurfsarbeiten. Diese stehen in engstem Zusammenhang und sollten von denselben Personen ausgeführt werden.

1. Inhalt und Form des Entwurfs. Der auf Grund der ausführlichen Vorarbeiten vorzulegende Entwurf soll nach den noch jetzt im allgemeinen gültigen Bestimmungen

[92]) Ein gut durchgeführtes Beispiel der zeichnerischen Massenverteilung in ihrer Anwendung auf die Erdarbeiten für einen Schiffahrtskanal gibt Oppermann in seinen »Vorarbeiten für Schiffahrtskanäle usf.«, Leipzig 1895.

für die Aufstellung der technischen Vorarbeiten zu Eisenbahnanlagen im Königreich Preußen umfassen:

1. einen Übersichtshöhenplan mit Bogenband im Maßstab für die Längen und Höhen von 1 : 100000 bis 1 : 50000 bzw. 1 : 1000;
2. den Lage- und Höhenplan in größerem Maßstab, die Längen im allgemeinen in 1 : 2500, die Höhen in 1 : 250, bei schwierigem Gelände in 1 : 1000 bzw. in 1 : 100 mit Kilometer- und Stationsteilung nach 100 m. Die Lage ist etwa 250 m rechts und links der Bahnachse darzustellen. Wegen der zeichnerischen Behandlung vgl. Seite 222;
3. die Entwürfe zu den Futtermauern, Wegübergängen[93]) und Brücken;
4. die Entwürfe zu den Tunneln und sonstigen außerordentlichen Bauwerken;
5. die Darstellung des Oberbaues nach der allgemeinen Anordnung im Maßstab 1 : 30; dazu Einzelheiten in 1 : 1;
6. die Entwürfe zu den Anlagen der Bahnhöfe und Haltestellen im Maßstab 1 : 1000[94]);
7. einen ausführlichen Erläuterungsbericht mit einem Verzeichnis der veränderten Wege und Wasserläufe unter Angabe der Unterhaltungspflichtigen, sowie einem Verzeichnis der Steigungen und Krümmungen und einem solchen über die Einfriedigungen und die Bewachung der Wegübergänge;
8. einen ausführlichen Kostenanschlag nach den Titeln, Positionen und Unterpositionen des Normalbuchungsformulars (vgl. S. 221);
9. Einen Bauausführungsplan. Der allgemeine Entwurf ist beizufügen.

2. Ausführung der Vorarbeiten. Bei den ausführlichen Vorarbeiten wird eine teilweise Wiederholung der Arbeiten, aber mit Aufwendung einer größeren Genauigkeit erforderlich.

a) Die Geländeaufnahme. In der Ebene kann die Linie der allgemeinen Vorarbeiten unmittelbar im Feld abgesteckt werden. Im Hügelland und im Gebirge empfiehlt es sich, zunächst genaue Schichtenpläne im Maßstab 1 : 2500 bis 1 : 1000 bei einer durchschnittlichen Breite von 150 bis 300 m anzufertigen, die Linie in diese einzutragen und sie erst dann aufs Feld zu übertragen, da eine geringe Änderung der Linienführung die Erdarbeiten und Baukosten erheblich beeinflussen kann. Man nimmt als Höhenlinienabstand 1 m, höchstens bei ganz steilen Hängen 5 m.

Die Geländeaufnahme erfolgt mittels Querschnitten von einem Vieleckzug aus oder mittels Tachymeters. Auf das Verfahren selbst kann hier nicht näher eingegangen werden[95]).

Die allgemeine Linie wird in die sodann hergestellten genauen Schichtenpläne eingetragen und ein dem Maßstab entsprechender Höhenplan 1 : 2500 bzw. 1 : 250 für Längen und Höhen gezeichnet.

b) Die Übertragung der Linie auf das Gelände. Nachdem Verschiebungen, die sich etwa hierbei als wünschenswert herausstellen, vorgenommen sind, wird die zunächst im Lageplan festgelegte Linie auf das Gelände übertragen.

Man beginnt mit dem Ausrichten der Geraden, bezeichnet deren Schnittpunkte, die Winkelpunkte, mit hohen Stangen, dann folgt die Einfügung der Bogen mit gegebenem

[93]) Der Lageplan der Wegübergänge in Schienenhöhe wird meist in 1 : 500 dargestellt.

[94]) Die Anlagen 3 bis 6 werden meist erst nach der landespolizeilichen Prüfung bearbeitet und vorgelegt.

[95]) Vgl. »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, 4. Aufl., I. Teil, Bd. I, Kap. I, § 23, bearbeitet von Henkes, S. 240.

Halbmesser. Die rechnerischen Grundlagen für die Absteckung der Bogen werden später (s. S. 246) behandelt.

Ist die Linie verpflockt, d. h. sind an den für die Darstellung des Geländes, für die Ausführung der Kunstbauten wichtigen Punkten starke, ganz in den Boden zu treibende Pflöcke eingeschlagen, so kann zur Aufnahme des Längenschnitts des Geländes und der Querschnitte geschritten werden, welche in einer Längen- und Höhenmessung besteht. Bei letzterer schließt man an die schon vorhandenen, bestimmten Höhenfestpunkte an. Alle Brechpunkte der Steigungslinie, die Bogenanfangs- und -endpunkte werden eingemessen, verpfählt und seitlich durch besondere, ebenfalls einzumessende Pfähle, versichert. Auch die Höhenpunkte müssen durch Einmessen von Festpunkten, z. B. von Türschwellen, Grenzsteinen oder Brückenpfeilern, versichert werden. Diese Absteckungspunkte und die Höhenfestpunkte werden mit den wichtigeren Wegen und Wasserläufen in dem sog. Streckenpolygon dargestellt.

c) Der Höhenplan und die Querschnitte. Die Neigungslinie wird in den sodann anzufertigenden Höhenplan (vgl. S. 223) eingetragen. Schließlich erfolgt die Aufnahme der Querschnitte des Geländes senkrecht zur Bahnachse und die Auftragung auf Papier in Schwarz im Maßstab 1 : 200 (Abb. 139 u. 140). In diese wird der Bahnkörper und dessen Nebenanlagen eingetragen mit den Bauwerken und Bodenuntersuchungen auf Grund von Schürfungen und Bohrungen, die für Erdarbeiten und die Gründung der Bauwerke wichtig sind[96].

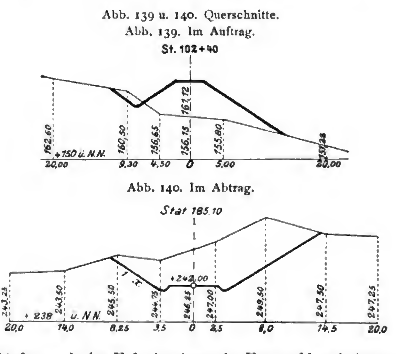


Abb. 139 u. 140. Querschnitte.
Abb. 139. Im Auftrag.
Abb. 140. Im Abtrag.

Diese Querschnittsdarstellungen werden auch zur Aufstellung der Breitenlisten für die Absteckung der Breiten und zur Anfertigung der Grunderwerbskarten benutzt. Die Entfernung der Querschnitte gleich 5 bis 50 m und die Breitenausdehnung der Aufnahmen bis 250 m richten sich nach dem Gelände; an den Kreuzungen mit Wegen und Wasserläufen nach den Erfordernissen der Entwurfsbearbeitung der Wegverlegungen und Bauwerke. Die Querschnitte dienen als Grundlage für die Abrechnung mit dem Unternehmer.

d) Verbesserung der Linie. Ehe man in schwierigem Gelände zu der endgültigen Linie gelangt, sind oft noch Verschiebungen der Höhe nach oder seitlich vorzunehmen. Man greift die nicht zu großen seitlichen Verschiebungen aus einem in großem Maßstabe gezeichneten Lageplan ab und überträgt sie in die alten Querschnitte, deren Entfernungen zu berichtigen sind. Auch die Längenmessung wird nicht erneuert, sondern es werden zum Anschlusse der verschobenen an die alte Linie sog. Fehlstationen (Abb. 141, S. 246) eingelegt. Diese Fehlstationen dürfen beim Verlegen des Oberbaues nicht übersehen werden. Auf diese Weise kann man den ausführlichen Entwurf und den zugehörigen Kostenanschlag anfertigen und die endgültige Linie abstecken.

---

[96]) Vgl. auch Kap. I: »Erdbau« § 2, S. 3 ff. und Kap. VI »Grundbau« § 1 im 2. Band dieses Lehrbuchs.

3. Die Absteckung der Kreisbogen. Aus dem gemessenen Winkel α (Abb. 142) der Geraden und dem gegebenen Halbmesser R des einzulegenden Bogens kann sowohl Bogenanfangs- und -endpunkt ($B.A$ und $B.E$), als auch jeder andere Bogenpunkt berechnet und in das Feld übertragen werden. Es wird nämlich die Länge der Berührenden $WB: T = R \cdot \operatorname{tg} \frac{\alpha}{2}$. Indem man diese Länge vom Winkelpunkt W absetzt, erhält man Bogenanfang ($B.A$) und Bogenende ($B.E$). Von hier aus kann die Absteckung des Bogens nach einem der zahlreichen üblichen Verfahren beginnen.

Bei einem unzugänglichen oder ungünstig liegenden Winkelpunkt ersetzt man diesen durch Hilfswinkelpunkte W_1' und W_2' nach Abb. 143, S. 247. Diese Hilfswinkelpunkte[97])

Abb. 141. Einlegung einer Fehlstation.

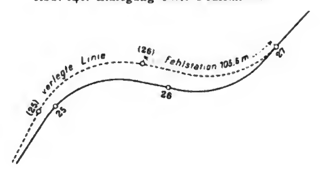
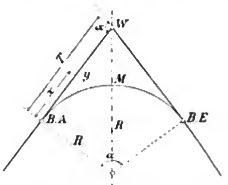



Abb. 142. Absteckung der Kreisbogen.



legt man fest, indem man die Winkel α und β und ihre Entfernung $W_1' W_2' = a$ mißt und ihre Abstände b und c von W berechnet. Es ist

$$\gamma = \alpha + \beta \text{ und im } \Delta W W_1' W_2' : \frac{b}{\sin \beta} = \frac{a}{\sin \gamma} \text{ und } \frac{c}{\sin \alpha} = \frac{a}{\sin \gamma}.$$

Bezeichnet man aber die Länge zwischen $B.A$ und W_1' und $B.E$ und W_2' mit x und y, dann ist $x = T - b$ und $y = T - c$.

Mit diesen Werten x und y ist aber die Lage von $B.A$ und $B.E$ bestimmt. Liegen die Hilfswinkelpunkte W_1' und W_2' nicht beliebig, sondern gleich zur Bogenlinie, dann ist die Tangente $W_1'(B.A) = W_2'(B.E) = t = R \cdot \operatorname{tg} \frac{\gamma}{4}$ und die halbe Bogensehne $\frac{s}{2} = R \cdot \sin \frac{\gamma}{2}$; ferner die Bogenhöhe

$$h = \frac{s}{2} \cdot \operatorname{tg} \frac{\gamma}{4} = R \cdot \sin \frac{\gamma}{2} \cdot \operatorname{tg} \frac{\gamma}{4} = 2\, R \cdot \sin^2 \frac{\gamma}{4}.$$

Bei der Absteckung der Bogen kommen namentlich zwei Verfahren in Anwendung:

a) Die Absteckung mit rechtwinkligen Koordinaten von der Tangente aus. Nach Abb. 142 berechnet man $y = R - \sqrt{R^2 - x^2}$. Die Werte von y entnimmt man aus Tafeln[98]).

b) Das Verfahren des Absteckens mit Hilfe des Theodolits beruht auf dem Satze, daß zu gleichen Peripheriewinkeln gleiche Sehnen gehören.

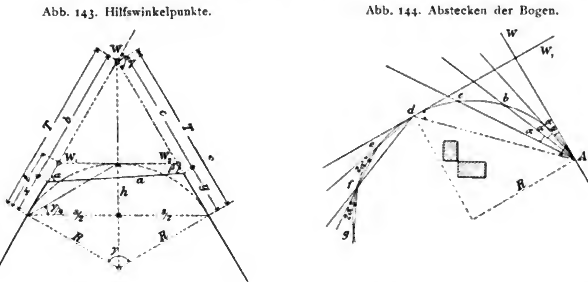
Gleiche Sehnen (= den Bogenstücken) von einer Meßkettenlänge $Aa = s$ geben die gleichen Peripheriewinkel $\alpha = \frac{180}{\pi} \cdot \frac{s}{2R} = 206\,265 \cdot \frac{s}{2R}$ in Sekunden. Wird der Theodolit

[97]) In Abb. 143 ist $B \cdot A$ und $B \cdot E$ nicht wie in Abb. 142 mit Buchstaben bezeichnet, und ferner nicht die Lage der beliebigen Hilfswinkelpunkte mit den Entfernungen x und y von $B \cdot A$ und $B \cdot E$, sondern nur die der zur Bogenmitte symmetrischen mit W_1' und W_2' bezeichnet.

[98]) Sarrazin und Oberbeck, Taschenbuch zum Abstecken von Kreisbogen mit und ohne Übergangskurven für Eisenbahnen, Straßen und Kanäle, 16. Aufl., Berlin 1906, u. a. m.

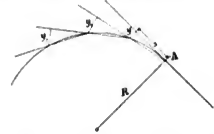
in dem Bogenanfang A (Abb. 144) aufgestellt und mit dem einen Ende das Meßband in A festgehalten und in der Richtung Aa, unter α gegen die Berührende AW geneigt, eingefluchtet und $Aa = s$ gemacht, dann ist a ein Kreispunkt. Wird ferner das eine Ende des Meßbands in a, sodann in b, c usf. festgehalten und das andere Ende in die Richtungen Ab, Ac, Ad unter 2α, 3α, 4α gegen AW eingefluchtet, so sind auch b, c, d Kreispunkte.

Abb. 143. Hilfswinkelpunkte. Abb. 144. Abstecken der Bogen.



Wird die Aussicht von A auf die Bogenpunkte irgendwie behindert, so stellt man das Instrument in einem anderen Bogenpunkt neu auf, von dem aus die Übersicht vorhanden ist, indem man $\sphericalangle AdW_1' = \sphericalangle WAd$ nimmt und damit in dW_1' die Berührende in d erhält. Dann arbeitet man in gleicher Weise von d aus weiter.

Abb. 145. Vorläufige Bogenabsteckungen in Stollen.



Ist das Aussichtsfeld wie z. B. in Stollen bei einer Tunnelachsen-Absteckung sehr beengt und der Innenraum des Kreisbogens nicht frei, so kann man erforderlichenfalls nach jeder Meßbandlänge das Winkelmeßgerät umstellen und den $\sphericalangle 2\alpha$ zur letzten Sehne nehmen. Wegen der Absteckung eines Bogens in Stollen vgl. Handb. d. Ing.-Wissensch., 3. Aufl., Bd. I, 5. Abt. »Der Tunnelbau«, Kap. IX, S. 296.

Für vorläufige Bogenabsteckungen im Stollen ist das Verfahren von der verlängerten Sehne aus brauchbar.

Ist in Abb. 145 A ein Tangentenpunkt, s die Kettenlänge (etwa 20 m), so wird, indem man für kleine Zentriwinkel annähernd die Tangentenlänge = der Bogenlänge = der Sehnenlänge setzt,

$$y = \frac{s^2}{2R} \text{ und alle folgenden}$$

$$y_1 = 2y.$$

Hinsichtlich der übrigen Verfahren mittels Einrückens von der Tangente oder verlängerten Sehne, siehe Handb. d. Ing.-Wissensch., 4. Aufl., Bd. I, Kap. I, S. 256.

F. Der Grunderwerb und die Ausführung.

§ 16. Die Durchführung des Grunderwerbs und die Ausführung einer Eisenbahn.

1. Der Grunderwerb. Die umfangreichen geometrischen Arbeiten zur Feststellung des für den Bahnbau erforderlichen Grund und Bodens können hier nur angedeutet werden. In Preußen und Hessen sind wie in allen deutschen und ausländischen Kulturstaaten die Bestimmungen des Enteignungsgesetzes (vgl. § 2, S. 171) zu beachten.

Danach ist in Preußen zunächst ein Grunderwerbsplan aufzustellen; hierzu werden erforderlich:

1. die Stückvermessung oder Parzellaraufnahme;
2. die Anfertigung der Grunderwerbskarten;
3. die Berechnung und Feststellung der zu erwerbenden Flächen;
4. die Aufstellung der Grunderwerbsverzeichnisse oder Vermessungsregister.

Bei der Durchführung des Grunderwerbs wird zunächst versucht, eine gütliche Einigung wegen Überlassung der erforderlichen Grundstücke oder doch wegen Erhalts der »Bauerlaubnis« vorbehaltlich aller Rechte auf Entschädigung herbeizuführen. Andernfalls bleibt nur die zeitraubende zwangsweise Enteignung auf Grund des Gesetzes übrig. Mit Fertigstellung der Bahn erfolgt die Schlußvermessung, welche als Unterlage für die Auflassung des erworbenen Grund und Bodens an die Eisenbahnverwaltung erforderlich ist.

2. Die Ausführung einer Eisenbahn, insbesondere bei der preußisch-hessischen Eisenbahngemeinschaft. Bei den Staatseisenbahnen werden entweder schon während der ausführlichen Vorarbeiten, oder erst nach deren Beendigung und der landespolizeilichen Prüfung und vorläufiger ministerieller Feststellung des Entwurfs von der Eisenbahnverwaltung für die unmittelbare Leitung der Neubauausführungen Bauabteilungen unter einem höheren Baubeamten als Vorstand eingerichtet.

Mit dem Bau wird erst begonnen, wenn die Einzelentwürfe ausgearbeitet sind und danach feststeht, daß die bewilligte Bausumme für die Ausführung ausreicht, sowie wenn die Bauerlaubnis seitens der Grundbesitzer gesichert ist.

Jede Bauabteilung von etwa 25 bis 40 km Länge zerfällt in Strecken und diese wieder in Lose von verschiedener Länge (10 km für ein Los ist schon sehr viel) je nach der Schwierigkeit der Strecke. Jede Strecke wird in der Regel mit einem Streckenbaumeister und jedes Los mit einem Bauaufseher als Streckenbeamten besetzt. Die Bauabteilung erhält die nötigen Bureau- und technischen Hilfskräfte, darunter Landmesser, überwiesen.

Die Bauausführung selbst geschieht entweder im Eigenbetrieb oder wird, wie in der Regel, an Unternehmer vergeben. Dem Bauleiter und seinen Hilfskräften obliegt auf Grund der Geschäftsanweisung für die Vorstände der Bauabteilungen und die Streckenbaumeister die Mitwirkung beim Grunderwerb, die rechtzeitige Vorbereitung der Verdingungen und die Überwachung der Bauausführung im ganzen und einzelnen. Diese soll mit tunlichster Beschleunigung innerhalb der gesetzten Fristen, sachgemäß und sicher, sparsam und unter Einhaltung der Entwürfe und der vorgesehenen Bausumme durchgeführt und die Abrechnung möglichst beschleunigt werden. Für die Bauaufseher ist eine besondere Dienstanweisung und das Dienstbuch maßgebend.

Den Unternehmern gegenüber ist für eine rechtzeitige Vorbereitung der Bauarbeiten, eine sachgemäße Überwachung der Einhaltung ihrer vertraglichen Verpflichtungen und fristgemäße Fertigstellung der Arbeiten und Lieferungen, sowie rechtzeitige Erfüllung ihrer Geldforderungen, namentlich durch rasche Erledigung der Abschlags- und Schluß-

zahlungen, zu sorgen. Auf die Beobachtung der gesetzlichen und polizeilichen Vorschriften in sachlicher Hinsicht und bezüglich der Arbeiterangelegenheiten hat die Bauleitung zu halten.

Nach Beendigung der Bauausführung erfolgt die eisenbahntechnische und landespolizeiliche Abnahme und die Betriebseröffnung. Damit geht die Strecke an den Betrieb über. Es folgt die Abrechnung und nach der Beendigung die Auflösung der Bauabteilung. Den Schluß macht die endgültige Planfeststellung und die Schlußvermessung. Ähnlich ist der Vorgang bei Privat- und Kleinbahnen, nur daß hier die Konzessionierung bzw. die Genehmigung auf Zulassung als Kleinbahn dazukommt[99].

G. Der Oberbau.

1. Anordnung des Oberbaues im allgemeinen. Rad und Schiene. Bahnachse und Gleislage.

§ 17. Allgemeine Anordnung des Oberbaues. Beziehungen zwischen Rad und Schiene.

1. Allgemeine Anordnung des Oberbaues. Der Oberbau — im Gegensatz zu dem Unterbau — besteht aus den Schienen, den Schienenunterlagen, den Verbindungsmitteln der Schienen unter sich und mit den Unterlagen — dem Kleineisenzeug —, sowie der Bettung (vgl. § 3, 5, S. 175 und Abb. 29 bis 31).

2. Beziehungen zwischen Rad und Schiene. Während die Straßenfuhrwerke glatte Räder haben, wird das auf der Achse festsitzende Rad der Lokomotive und Eisenbahnfahrzeuge durch die innen liegenden Spurkränze auf den Schienen geführt (s. Abb. 148, S. 251). Die Schiene hat demnach nicht nur den Zweck, die Radlast zu tragen, sondern auch das Rad zu führen, und muß infolgedessen überwiegend lotrechte, aber auch wagerechte Kräfte aufnehmen. Die wagerechten Kräfte wirken senkrecht zur Schiene und in deren Richtung; letztere treten hauptsächlich beim Bremsen auf.

a) Die auf die Schiene wirkenden Kräfte.

α) *Der ruhende Raddruck* wird durch die Bewegungsvorgänge der Last vermehrt oder vermindert. Es kommen zur Wirkung:

1. die Schwankungen der Tragfedern. Veranlaßt werden diese durch die sog. störenden Bewegungen der Lokomotive, sowie den etwaigen mangelhaften Zustand der Bahn und der Fahrzeuge;
2. die Druckveränderung der Lokomotivräder, verursacht durch die Fliehkraft der Gegengewichte in den Treibrädern;
3. die lotrechten Schwingungen des biegsamen Gleises.

Die ruhende Last kann hiernach bei der Bewegung bis zum 2,35 fachen anwachsen.

β) *Die wagerechten Seitenkräfte*, welche gleichzeitig mit den sinngemäß lotrechten Kräften auftreten, kann man zu $\frac{1}{5}$ derselben sowohl für gerades als für gekrümmtes Gleis annehmen[100].

γ) *Die wagerechten Kräfte in der Längsrichtung des Gleises*, und zwar wirkend in die Fahrrichtung, durch die Stöße und die Reibung der Räder, namentlich

---

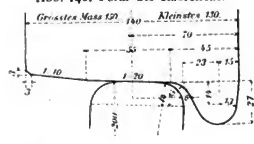
[99]) Vgl. »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, I. Teil, I. Bd., 4. Aufl., Leipzig 1904, I. Kap. Vorarbeiten bearb. von OBERSCHULTE E. Grunderwerb und II. Kap. Bauleitung bearb. von H. WEGELE.

[100]) Vgl. »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, V. Teil, Der Eisenbahnbau, II. Bd., 2. Aufl. 1906, I. Kap., S. 66.

durch das Bremsen verursacht, bringen das sog. Wandern der Schienen hervor. Daneben treten auch Längskräfte entgegen der Fahrrichtung auf.

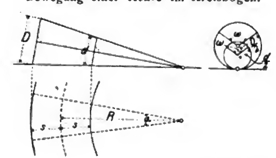
b) Die Kegelform der Radreifen und die radiale Stellung der Achsen. In den Bogen hat der äußere Schienenstrang eine größere Länge als der innere, so daß das äußere Rad der einzelnen Achse eines Eisenbahnfahrzeugs einen größern Weg zurücklegen, also auch mehr Umdrehungen machen müßte als das innere. Die auf der Achse festsitzenden Räder können sich aber nur gleichmäßig drehen. Um den genannten Längenunterschied zu überwinden, würden daher die äußeren Räder zeitweise schleifen müssen. Um dies zu verhindern, sind die mit einem Spurkranz versehenen Räder nach Abb. 146 [101] in ihrer Lauffläche kegelförmig gestaltet, damit in den Bogen das äußere Rad, welches infolge der Fliehkraft nach außen gedrängt wird, mit einem entsprechend größern Umfang läuft, als das innere. Allerdings muß man damit den Nachteil in den Kauf nehmen, daß die Räder in der Geraden schlingern.

Abb. 146. Form des Radreifens.



Damit bei der Drehung einer einzelnen Achse mit den auf ihr festsitzenden Rädern um den Winkel ω (vgl. Abb. 147) die auf dem Radumfang abgewickelte Länge gleich dem auf der nach einem Kreisbogen gekrümmten Schiene zurückgelegten Weg wird, nachdem sich die Achse um den Winkel α im Grundriß fortbewegt hat, müssen beide Laufkreise mit den Durchmessern D und d auf einem Kegel liegen, deren Spitze mit dem Schnittpunkt seiner Achse mit der Gleisebene und dem Kreisbogenmittelpunkt zusammenfällt.

Abb. 147. Verhältnis der Laufkreise bei Bewegung einer Achse im Kreisbogen.



Es verhält sich dann nach Abb. 147:

$$\frac{\frac{D}{2}\cdot\omega}{\frac{d}{2}\cdot\omega}=\frac{(R+s)\,\alpha}{(R-s)\,\alpha}\text{ oder }\frac{\frac{1}{2}D}{\frac{1}{2}d}=\frac{R+s}{R-s},$$

d. h. es müssen sich die Halbmesser der Laufkreise wie diejenigen der Bahnkreise verhalten. Werden nun zwei Achsen so zu einem Wagen verbunden, daß die Achsrichtungen sich im Mittelpunkte der Bahn treffen, so würde auch dann kein Schleifen stattfinden. Da nun aber die Bahn aus verschiedenen Bogen und aus Geraden zusammengesetzt ist, so müßte man streng genommen Wagen nicht nur mit verstellbaren Achsen, sondern auch mit veränderlichen Laufkreisdurchmessern haben. Die letztere Forderung wird nun allerdings durch die Kegelform der Räder erfüllt.

Soll der Radkranz nicht nur auf einer Kante, sondern auf der vollen Schienenkopffläche laufen, so würde die Kegelform der Radreifen bei lotrechter Stellung der Schienen einen unsymmetrisch gestalteten Schienenkopf fordern. Damit man aber die Schiene der Abnutzung wegen im Gleis beliebig umdrehen kann, gibt man ihr eine symmetrische Form und stellt sie mit 1 : 20 [102]) nach innen geneigt. Auch wird auf diese Weise die Widerstandsfähigkeit der Schiene gegen seitliche Kräfte vergrößert.

[101]) Die Abb. 146, 149 bis 151 u. 156 sind dem »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, Bd. V, Kap. II.: »Bahn und Fahrzeug im allgemeinen«, bearbeitet von Prof. Franz Kreuter, entnommen.

[102]) Nur bei der leichten Nebenbahnschiene Nr. 11a ist die Schienenneigung vernachlässigt worden (s. § 24).

§ 18. Die Spurerweiterung in Krümmungen. Die Spurkränze der Eisenbahnfuhrwerke haben nach Abb. 148 [103]) gemäß B. O. § 31 von Außenkante zu Außenkante einen Abstand von 1410 bis 1425 mm, während in der Geraden die Spurweite zwischen den Innenkanten der Schienen 1435 mm beträgt. Der in der Geraden vorhandene Spielraum ergibt sich somit zu 10 bis 25 mm.

Abb. 148. Spielraum der Spurkränze im Gleis.

In den Bogen genügt dieser Spielraum nicht mehr, da im allgemeinen die Achsen sich nicht nach dem Mittelpunkte zu einstellen können, sondern gleichlaufend miteinander in einem festen Rahmen gelagert sind. Solche Fahrzeuge stellen sich in den Bogen wie in Abb. 149 übereck, d. h. ein steifachsiges Fahrzeug stellt sich bei der Fahrt durch eine Bogenstrecke infolge des Beharrungsvermögens so ein, daß die linke Vorderachse mit dem Flansch des äußern Rads die Innenkante der äußern Schiene anschneidet. Um diesen Berührungspunkt dreht sich die hintere Achse und stellt sich nach dem Krümmungsmittelpunkt ein, wenn nur genügender Spielraum vorhanden ist. Dies ist der Grund, weshalb in Bogen mit verhältnismäßig scharfen Krümmungen, durch welche steifachsige Fahrzeuge laufen sollen, die Spur angemessen erweitert werden muß. Aus Abb. 149 ist zu entnehmen, daß infolge dieser Übereckstellung die Kegelform der Räder nur unvollständig, d. h. nur für die Vorderachse ihren Zweck erfüllt.

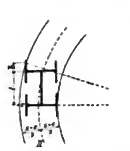


Abb. 149. Übereckstellen der Fahrzeuge.

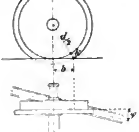


Abb. 150. Angriff des linken Vorderrads auf die äußere Schiene.

Aus Abb. 149 u. 150 ergibt sich, wenn man b gegen l und die halbe Spurweite s gegen R vernachlässigt und mit e die Spurerweiterung bezeichnet: $l^2 = e\,(2\,R - e)$

[103]) Die Spurweite, die Achse und die Laufkreisdurchmesser der Räder sind in Abb. 148 nicht maßstäblich dargestellt.

$= 2\,R \cdot e - e^2$ und $e = \frac{l^2}{2\,R}$, da e^2 als sehr klein gleichfalls vernachlässigt werden kann; bei einem Radstand von 4 m wird z. B. $R = 300$ m und $e = \frac{16}{600} = 0{,}027$ m.

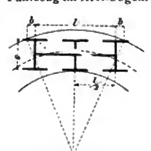


Abb. 151. Dreiachsiges Fahrzeug im Kreisbogen.

Bei einem dreiachsigen Fahrzeug tritt an die Stelle von l in Abb. 149 $\frac{l}{2}$, und man erhält nach Abb. 151 angenähert für die Spurerweiterung $1 \geqq \frac{l^2}{8\,R}$. Diese Forderung ist aber meist erfüllt, da der Radstand zweiachsiger Wagen meist größer ist, als der halbe Radstand dreiachsiger. Doch werden dreiachsige Wagen mit großem Radstand und nicht verstellbarer Mittelachse jetzt abgeschafft.

Die Lauffläche der Mittelräder bei in einem gemeinschaftlichen Rahmen gelagerten Achsen können nach den T.V. § 70, 6 zylindrisch gestaltet werden. Sind drei oder mehr Achsen in demselben Rahmen gelagert, so können nach der B. O. § 31, 4 die Spurkränze unverschiebbarer Mittelräder fortgelassen werden, wenn diese unter allen Umständen eine genügende Auflage auf den Schienen finden.

Mit der Anordnung einer Spurerweiterung geht man bei den preußisch-hessischen Staatsbahnen (Pr.-H. Stb.) bis zu Bogen mit Halbmessern unter 900 m, während die T. V. und die B. O. eine Grenze von nur 500 m vorschreiben.

Für die obere Grenze der Spurerweiterung hat man einerseits den größten Radstand, auf der andern Seite aber auch die vorgeschriebenen Abmessungen des Radkranzes und des Schienenkopfs zu berücksichtigen; hieraus erhält man annähernd als obere Grenze für die Spurerweiterung 30 mm. Die B. O. sieht auch für H. B. dieses Maß, für N. B. 35 mm vor. Da die rechnerische Ermittelung der Spurerweiterung keine brauchbaren Zahlenwerte liefert, weil der Achsstand der in Verwendung stehenden Fahrzeuge in weiten Grenzen wechselt, so benutzt man Erfahrungswerte und kann setzen $e^{mm} = \frac{(1000 - R^m)^2}{30000}$.

Bei den Pr.-H. Stb. ist für Haupt- und Nebenbahnen vorgeschrieben [104], in Stufen von 100 m für die Halbmesser zwischen 800 und 325 m und dann in Stufen von 50 m, eine in Abstufungen von 3 mm herzustellende Spurerweiterung e:

für $R =$ 800 bis 325	250	200	100 m.
$e =$ 3 bis 18	21	24	30 mm.

Für Schmalspurbahnen mit:

1,00 m Spur und $R = 80$ bis 250 m wird $e = \frac{240}{\sqrt{R}}$, aber < 25 mm,

0,75 m Spur und $R = 50$ bis 150 m $e = \frac{140}{\sqrt{R}}$, aber < 20 mm,

0,60 m Spur und $R = 30$ bis 100 m $e = \frac{100}{\sqrt{R}}$, aber < 18 mm.

Die Spurerweiterung wird allgemein durch eine Verschiebung der Innenschiene hergestellt, damit in der Stetigkeit der Führung des Rads durch die, die Leitkante bildende äußere Schiene keine Unterbrechung eintritt.

Leit- oder Schutzschienen neben der Innenschiene empfehlen sich in scharfen Krümmungen als Entgleisungsschutz besonders bei längeren Brücken insbesondere bei Hochbahnen, wie z. B. auf der Berliner Stadteisenbahn [105].

[104]) Vgl. »Oberbaubuch der Preuß. Stb.« 1902, S. 18.

[105]) Vgl. »Handb. d. Ing.-Wissensch.« V., II. Bd., Oberbau, Leipzig 1906, S. 272 u. Pr.-M.

§ 19. Überhöhung des äußern Schienenstrangs. Die Fliehkraft C bei der Bewegung der Fahrzeuge in den Bogen drängt die Räder gegen die äußere Schiene. Die hierbei entstehende seitliche Reibung würde leicht ein Aufsteigen der Spurkränze herbeiführen, die Spur erweitern und die äußere Schiene nach Abb. 152 gegen Umkanten stark beanspruchen und sie abnutzen.

Abb. 152. Beanspruchung des Gleises im Bogen ohne Überhöhung.

$C = \frac{m \cdot v^2}{R}$

Jnnenseite des Gleisbogens

W

$G = m g$

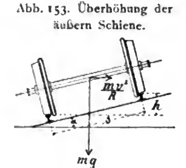


Abb. 153. Überhöhung der äußern Schiene.

Um diese Nachteile zu vermeiden, überhöht man die äußere Schiene, während die innere auf der planmäßigen Höhe liegen bleibt (Abb. 153)[106]. Hierdurch wird eine nach dem Mittelpunkt der Krümmung gerichtete Seitenkraft der Schwerkraft hervorgerufen, welche der Fliehkraft entgegenwirkt. Während nach Abb. 152 $W = C$ werden müßte, bestimmt sich die Größe h der Hebung (Abb. 153) aus der Forderung, daß der seitliche Schienenangriff $W = 0$ wird. Bedeutet $G = m \cdot g$ das Achsgewicht, $C = \frac{m \cdot v^2}{R}$ die Fliehkraft, s die Spurweite, m die Masse und g die Beschleunigung der Schwere, so ist, wenn man die wagerechte Fliehkraft C und das lotrechte Gewicht G gleichlaufend und senkrecht zur geneigten Gleisebene zerlegt,

$$W = C \cdot \cos \alpha - G \cdot \sin \alpha = 0. \tag{12}$$

Da aber α sehr klein, so kann man annähernd setzen $\cos \alpha = 1$. Weil jedoch $\sin \alpha = \frac{h}{s}$, so wird nach Gleichung (12) $C = \frac{m \cdot v^2}{R} = m \cdot g \cdot \frac{h}{s}$, oder $\frac{h}{s} \geqq \frac{v^2}{g \cdot R}$. Da nun $s = 1435$ und $g = 9{,}81$ ist, so wird $h = 0{,}155 \cdot \frac{v^2}{R} = \frac{K}{R}$; (13)

z. B. wird für: $v = 72$ km/Stunde oder $v = \frac{72000}{3600} = \frac{72}{3{,}6} = 20$ m/sek.

$$h^{mm} = \frac{s^{mm} \cdot (v \text{ km/St.})^2}{3{,}6^2 \cdot 9{,}81 \cdot R^m}.$$

Für v legt man eine mittlere Geschwindigkeit zugrunde, da die Geschwindigkeit der verschiedenen Gattungen der Züge und deren Zahl sehr verschieden ist.

Die vorstehende Betrachtung gilt strenggenommen nur für einzelne freilaufende Achsen, da aber solche nicht vorkommen, so ergibt die Berechnung keine für die Anwendung brauchbaren Zahlenwerte. Die Größe der Überhöhung muß sich vielmehr nach den Betriebsverhältnissen einer Strecke richten; z. B. kann es angezeigt sein, bei einer in der Neigung liegenden zweigleisigen Strecke dem einen im Gefälle befahrenen Gleis eine größere Überhöhung zu geben als dem in der Steigung befahrenen.

---

[106]) Die Abb. 153, 160 bis 164, 169, 170, 178, 180 bis 182 sind dem »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, Teil V, Bd. II, 2. Aufl. 1906, Kap. II: »Konstruktion des Oberbaues«, bearbeitet von Geh. Oberbaurat A. Blum, entnommen.

Die obere Grenze der Überhöhung ist auch durch die durch sie bedingte Stellung der Innenschiene gegeben. Man vermeidet bei der Innenschiene eine zu starke Neigung nach außen. Trotz der Innenneigung von 1 : 20 kommt die Schiene schon bei einer Überhöhung von 75 mm lotrecht zu stehen.

Vor Bahnhöfen, auf denen alle Züge halten, wird die Überhöhung auf die Hälfte ermäßigt, und im Bahnhof selbst kommt sie auch in den Hauptgleisen in Fortfall. In den Hauptgleisen derjenigen Stationen, welche von schnellfahrenden Zügen durchfahren werden, führt man zweckmäßig die Überhöhung voll durch.

Im allgemeinen ist eine kleine Überhöhung weniger nachteilig als eine zu große, da bei zu großer Überhöhung die innere Schiene angegriffen wird, vgl. Abb. 149, S. 251. Am besten erscheint es, den Angriff der Schiene im Betrieb zu beobachten und danach die Überhöhung in einer bestimmten Krümmung zu regeln. Der **Berechnung der Überhöhung** im »Oberbaubuch« der Pr.-H. Stb. (Ausgabe 1902, S. 19) liegt die Formel

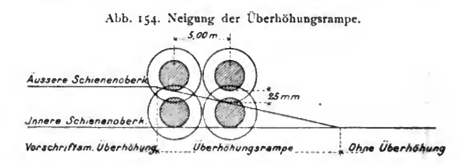
$$h^{\mathrm{m}} = \frac{v\ \mathrm{km/St.}}{2\ R^{\mathrm{m}}} \tag{14}$$

zugrunde. Dort sind auch die Werte für h in Abstufungen von 5 zu 5 mm der Größe der Halbmesser von 100 bis 5000 m und den Fahrgeschwindigkeiten von 15 bis 100 km/St. entsprechend zusammengestellt. Der größte Wert beträgt 125 mm bei 200 bzw. 180 m Halbmesser und 50 bzw. 45 km Geschwindigkeit in der Stunde. Der Kleinstwert beträgt 5 mm schon bei 1200 m Halbmesser und 15 km Geschwindigkeit für die Stunde, aber auch noch bei 5000 m Halbmesser und 70 km Geschwindigkeit in der Stunde.

§ 20. Die Übergangsbogen. Das Gleis erhält nach dem in den §§ 18 und 19 Gesagten in den Bogen sowohl eine Spurerweiterung, als auch eine Überhöhung, während in der Geraden die gewöhnliche Spur vorhanden sein muß und die Schienen gleich hoch zu legen sind. Es ergibt sich demnach gleichzeitig ein **Übergangsbogen** im Grundriß und eine **Übergangsrampe** im Aufriß. Beide stehen in gegenseitiger Abhängigkeit; vgl. Abb. 75 u. 76, S. 206.

Beim plötzlichen Übergang aus der Geraden in den berührenden Kreisbogen würden die Fahrzeuge einen Stoß erfahren, der um so heftiger und nachteiliger wird, je größer die Fahrgeschwindigkeit und je kleiner der Halbmesser ist. Im Aufriß ist eine sanfte Überleitung besonders angezeigt, da sonst bei der Ausfahrt aus der Krümmung auf der windschiefen Fläche (Abb. 154) [107] die zu plötzliche Entlastung des äußern führenden Vorderrads Entgleisungen herbeiführen könnte.

Abb. 154. Neigung der Überhöhungsrampe.

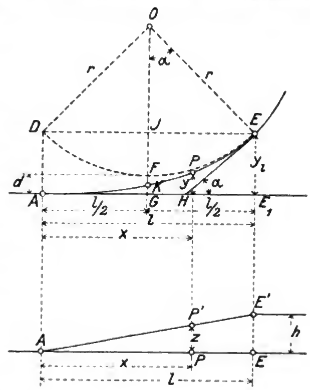


Man kann nun für den Übergangsbogen die Bedingung aufstellen, daß Anfangs- und Endpunkt des Übergangsbogens und der äußern Überhöhungsrampe zusammenfallen, daß ferner bei dem Berührungspunkt A (vgl. Abb. 155) der Krümmungshalbmesser un-

[107]) Die Abb. 154 ist nach O. Schröter, Die Prüfung und Unterhaltung der Weichen, Kreuzungen und Bahnhofsgleise, Wiesbaden 1899, S. 34, hergestellt.

endlich groß, die Überhöhung noch gleich o; beim Punkt E, dem Übergang in den Kreisbogen, der Halbmesser gleich r und die Überhöhung gleich h ist, und daß endlich der Übergang sowohl im Grund- als im Aufriß ein stetiger ist. Die gemeinsame Länge der Überhöhungsrampe und des Übergangsbogens in der Projektion auf die Berührende sei gleich l und $\frac{h}{l} = \frac{1}{m}$ das Steigungsverhältnis der Rampe.

Abb. 155. Übergangsbogen und Überhöhungsrampe.



Aus der Bedingung, daß die Krümmung des Übergangsbogens, von der Vieleckseite der Bahnachse — d. h. der Berührenden des ursprünglichen Bogens — anfangend, immer kleiner werden soll, bis sie gleich der des Kreisbogens wird, geht unmittelbar hervor, daß der Übergangsbogen den Kreisbogen von außen berühren muß. Beide Bogen werden gegenseitig die in Abb. 155 dargestellte Lage gegeneinander annehmen, und der Scheitelpunkt F des Bogens muß um ein gewisses Maß d von der Vieleckseite abgerückt werden, um die Einlegung des Übergangsbogens möglich zu machen.

Nennt man in Abb. 155 für einen beliebigen Zwischenpunkt P die Ordinaten; auf den Anfangspunkt A bezogen, x, y und z und den der Überhöhung z der Schiene entsprechenden Krümmungshalbmesser des Gleises im Grundriß ϱ, so wird nach Gleichung (13) S. 253.

$$z = \frac{k}{\varrho} \text{ und } h = \frac{k}{r}; \tag{15}$$

es ist aber nach Abb. 155 $\frac{h}{l} = \frac{z}{x} = \frac{1}{m}$ daher ist

$$z = \frac{x}{m} = \frac{k}{\varrho}$$

und hiernach wird:

$$\frac{1}{\varrho} = \frac{x}{m \cdot k} = \frac{x}{C}. \tag{16}$$

Setzt man in Gleichung 16 für $\varrho = R$ und $x = l$ so erhält man $C = r \cdot l$. (17)

Durch Einführung des Wertes für den Krümmungshalbmesser (s. Gl. 18 bis 19a)[108]) findet man für den Übergangsbogen eine kubische Parabel mit der Bedingungsgleichung:

$$y = \frac{x^3}{6\,r \cdot l}. \tag{20}$$

[108]) Es ist $\frac{1}{\varrho} = \frac{d^2 y}{d x^2}$, indem man $ds = dx$ setzt, weil der Bogen sehr flach ist. Man erhält dann für den Übergangsbogen die Differentialgleichung

$$\frac{d^2 y}{d x^2} = \frac{x}{C}; \tag{18}$$

und durch Integration und Bestimmung der Konstanten k (für $x = o : \frac{dy}{dx} = o : k = o$),

$$\frac{dy}{dx} = \frac{1}{2} x^2 \cdot \frac{1}{C} = \frac{x^2}{2 r \cdot l} \tag{19}$$

Zieht man in Abb. 155 durch den Berührungspunkt E des Übergangsbogens in dem Kreisbogen eine Sehne DE gleichlaufend mit der Vieleckseite AE_1 und bezeichnet mit A und E Anfangs- und Endpunkt des Übergangsbogens und zugleich der Überhöhungsrampe und legt ferner OG senkrecht zu AE_1, so ergibt sich

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{JE}{JO} = \frac{l - AG}{r - JF} = \frac{l - AG}{r} \tag{21}$$

annähernd, da JF gegen r sehr klein. Aus der Gleichung 19a für die Berührende an den Übergangsbogen in E, die mit der des Kreises zusammenfällt, findet sich

$$\operatorname{tg} \alpha = \operatorname{tg} \angle EHE_1 = \frac{l}{2r}. \tag{22}$$

Folglich wird
$$\frac{l - AG}{r} = \frac{l}{2r} \text{ oder } AG = GE = \frac{l}{2}, \tag{23}$$

d. h. der Übergangsbogen liegt zur Hälfte vor und zur Hälfte hinter dem ursprünglichen Berührungspunkt des Kreisbogens F.

Das Maß des Abstands des einzulegenden Kreisbogens von der Vieleckseite wird $d = EE_1 - JF = y_l - JF$.

Da aber $JF = \dfrac{\left(\frac{l}{2}\right)^2}{2r - JF}$ und gegen $2r$ sehr klein ist, so kann es im Nenner vernachlässigt werden, und man erhält: $JF = \dfrac{l^2}{8 \cdot r}$. Es wird dann $d = EE_1 - \dfrac{l^2}{8 \cdot r}$.

Nach Gleichung (20) ist aber für $x = l$:

$$EE_1 = y_l = \frac{l^3}{6r \cdot l} = \frac{l^2}{6r}, \tag{24}$$

also
$$d = \frac{l^2}{6r} - \frac{l^2}{8r} = \frac{l^2}{24r} = \frac{y_l}{4} \tag{25}$$

und für $x = \dfrac{l}{2}$ und nach voriger Gleichung wird:

$$GK = y_m = \frac{1}{48} \cdot \frac{l^2}{r} = \frac{1}{8} y_l = \frac{d}{2}, \tag{26}$$

d. h. der Übergangsbogen geht in der Mitte zwischen F und G, d. h. zwischen der Vieleckseite und dem einzulegenden Kreisbogen hindurch.

Ferner berechnet sich, da nach Gleichung (22) und (24):

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{EE_1}{HE_1} = \frac{l}{2r}$$

$$HE_1 = \frac{l}{3}. \tag{27}$$

Es ist hier noch zu bemerken, daß man richtiger die Form des Übergangsbogens der Gleisachse so bestimmt, daß der Schwerpunkt der Fahrzeuge sanft aus der Geraden in den Bogen übergeleitet wird (vgl. Organ für Fortschr. d. Eisenbahnwesens 1905, S. 21 u. 1607, S. 186).

---

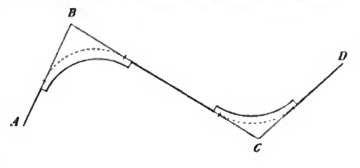
und durch nochmalige Integration und Bestimmung der Konstanten für ($y = o$, $x = o$ und $k = o$) die Gleichung 20 für y (siehe oben).

$$\text{Für } x = l \text{ wird } \frac{dy}{dx} = \frac{l^2}{2r \cdot l} = \frac{l}{2}; \tag{19a}$$

vgl. »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, 1. Aufl., Bd. V, Kap. II, S. 155.

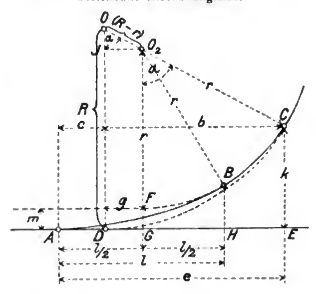
Die Absteckung des Kreisbogens unter Berücksichtigung der Verschiebung d erfolgt am besten gleich beim Abstecken der Bahnachse, insbesondere bei dem schmalen Planum der Nebenbahnen. Man läßt den gebrochenen Hauptlinienzug unverändert liegen und rückt nach Abb. 156 u. Glchg. 25, S. 256 die mit Übergangsbogen zu versehenden Kreisbogen nach innen. Die Absteckung des Kreisbogens und des Übergangsbogens erfolgt von den ursprünglichen Vieleckseiten aus, verschieden für Haupt- und Nebenbahnen, nach einem Tafelwerk, z. B. den »Kurven-Tabellen« von SARRAZIN und OBERBECK (s. Anmerkung 98, S. 246). Näheres siehe im Handb. d. Ing.-Wissenschaften, Bd. V, Kap. II, S. 159.

Abb. 156. Lage der Kreisbogen zu den Vielecksseiten.



Die Neigung der Überhöhungsrampe ergibt sich nach Abb. 154, S. 254 aus der kleinsten Höhe des Radreifens gleich 25 mm (siehe auch Abb. 148, S. 251) und dem Achsstand, also z. B. bei 5 m Achsstand zu $\frac{25}{5000} = 1 : 200$. Man ordnet sie möglichst flach an, indem man l nach der B. O. mindestens gleich 300 h nimmt. Die auf S. 254 bereits erwähnte Gefahr des Abhebens eines Rads von der Schiene tritt besonders bei gebremsten Fahrzeugen ein, wo das entlastete Rad durch die mit den Längsbalken fest verbundenen Bremsklötze von den Schienen abgehoben werden kann. Die Länge der Übergangsbogen beträgt für Hauptbahnen 40 bis 20 m, für Nebenbahnen 20 m. Das Maß d ist $<$ 250 mm (vgl. S. 206).

Abb. 157. Einlegen eines Übergangsbogens in bestehende Eisenbahngleise.



Hat man in bestehende Eisenbahngleise Übergangsbogen einzulegen, so zieht man nach Abb. 157 deren vorderen Teil durch Einschalten eines kürzeren, stärker gekrümmten Stückes um das Maß m ein und kann damit an dieses den Übergangsbogen in gewöhnlicher Weise mit äußerem Anschluß anlegen. Dies Verfahren ist auch bei Nebenbahnen zur Ausführung gekommen. Das Verhältnis von $\frac{r}{R}$ wählt man zweckmäßig zu 19/20.

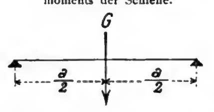
II. Die Schienen und ihre Unterlagen.

§ 21. Berechnung des Oberbaues. Form und Baustoff.

1. Berechnung des Oberbaues. Man hat die Aufgabe, den Oberbau zu berechnen, mit der Berechnung einer kleinen Brücke verglichen; doch ist die statische Berechnung beim Oberbau nicht von derselben Bedeutung, da man die Kräftewirkung nicht so genau wie bei einer Brücke verfolgen kann. Die Schiene stellt in der Regel sowohl in lotrechter als in wagerechter Richtung einen durchgehenden Träger auf zahlreichen, verhältnismäßig eng beieinander liegenden Stützen — den Schienenunterlagen — dar.

a) Die lotrechte Belastung. Die richtige Höhenlage dieser Stützen ist wegen der mehr oder weniger nachgiebigen Bettung und der Beschaffenheit des Baustoffs der Unterlagen auf die Beanspruchung der Schiene von nicht unwesentlichem Einfluß.

Abb. 158. Berechnung des Angriffsmoments der Schiene.



Für mittlere Verhältnisse kann man für die Berechnung des Schienenquerschnitts nach ZIMMERMANN[109]) angenähert das Angriffsmoment setzen: $M_1 = k \cdot \frac{1}{4} \cdot G \cdot a$ (Abb. 158), wenn G die Radlast und a die Querschwellenentfernung bedeutet, d. h. die Schiene kann annähernd wie ein auf zwei Stützen frei aufliegender Träger berechnet werden, wenn man für a einen Wert $k \cdot a$ einführt. Die Größe der Wertziffer k hängt ab von dem Trägheitsmoment der Schiene als dem Maß ihrer Steifheit und von der Nachgiebigkeit der Stützen, welche ihren Ausdruck in der Bettungsziffer findet (vgl. § 25). k kann im Durchschnitt für Vollspur zu 1,35, für Schmalspur zu 1,00 angenommen werden.

Die Beanspruchung beträgt $s = \frac{M}{W} \leqq 1200$ kg/qcm. Bei der Querschnittsbemessung muß noch die zulässige Abnutzung des Kopfes gleich b (Abb. 159) berücksichtigt werden. Man kann für die Höhe der Breitfußschienen setzen $h^{mm} = 65 \sqrt[3]{G^t \cdot a^{mm}} + b^{mm}$. Das Trägheits- und Wiederstandsmoment J und W werden am besten zeichnerisch ermittelt[110]).

Annähernd bestimmt sich für breitfüßige Schienen, wenn h die Höhe in cm und F die Querschnittsfläche bedeutet,

$J = 0{,}032\, h^4 = 0{,}13\, F \cdot h^2$ cm⁴, $W = 0{,}064\, h^3 = 0{,}26\, F \cdot h$ cm³, $F = 0{,}238\, h^2$ qcm

und das Gewicht

$$g = 0{,}187\, h^2 = 0{,}786\, F \text{ kg/m}.$$

Abb. 159. Zulässige Abnutzung der Höhe des Schienenkopfs.



b) Die wagerechte Beanspruchung. Die Seitenkräfte (vgl. S. 248) erzeugen in der Mitte zwischen zwei Schwellen ein Moment der seitlichen Durchbiegung, das nach ZIMMERMANN annähernd $M = 0{,}04\, G \cdot a$ gesetzt werden kann. Die üblichen Querschnitte der Schiene sind gegen die wagerechten Seitenkräfte hinreichend widerstandsfähig, was aus dem Verhältnis der Widerstandsmomente bezogen auf die wagerechte und lotrechte Achse hervorgeht.

c) Der Widerstand gegen ein Kanten der Schienen berechnet sich nach der Momentengleichung. Dem Kippmoment nach außen entgegen, ebenso wie gegen ein seitliches Verschieben der Schiene wirken die Reibung (zwischen Rad und Schiene bzw. der Unterlagen) und die Befestigungsmittel. Durch das Anlaufen des Spurkranzes wird der Angriffspunkt des senkrechten Raddrucks nach innen verlegt, ein Umstand, der günstig wirkt. Die Stuhlschiene mit dem breiten Fuße des Schienenstuhls ist gegen Kanten widerstandsfähiger als die Breitfußschiene.

d) Einem Verschieben des ganzen Gleises durch die Seitenkräfte kann man durch eine genügend große Zahl von Schwellen auf eine Schienenlänge, breite Schwellenlager, steife und lange Schienen, eine gute Bettung und eine zweckmäßige Bauart der Lokomotiven begegnen. Die Wirkung der Seitenkräfte auf Befestigungsmittel, Schwellen und Bettung geben bei den gebräuchlichen Oberbauanordnungen keinen Anlaß zu Berechnungen. Wegen der Wirkungsweise und Berechnung der Laschen vgl. ZIMMERMANN im »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, Teil V, zweiter Band, Kap. I, § 13, S. 50.

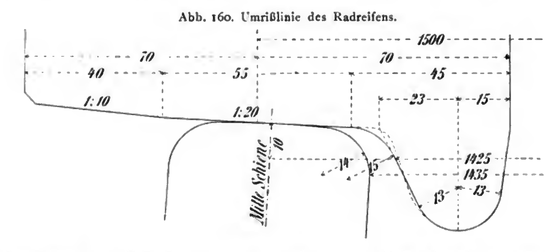
[109]) Vgl. »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, Teil V, Bd. II, 2. Aufl. 1906, Kap. I, Berechnung des Oberbaues von H. ZIMMERMANN, S. 45.

[110]) Vgl. KARL VON OTT, Die Grundzüge des graphischen Rechnens und der graphischen Statik. Prag.

2. Die Schienenform. Die Schiene stellt einen Träger mit zwei Gurtungen (Kopf und Fuß, oder zwei Köpfe) von gleichmäßigem Querschnitt dar. In Deutschland bildet die Breitfußschiene die Regel.

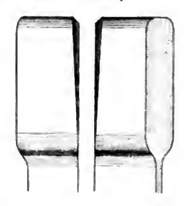
a) Die Querschnittsform der Schiene ist im allgemeinen zur Höhenachse symmetrisch, um die Schiene im Gleis umwenden zu können. Die Kopfform steht in enger Beziehung zum Radreifen der Fahrzeuge und soll so gebildet sein, daß eine möglichst geringe Abnutzung der Schiene und der Räder erwartet werden kann. Die Form

Abb. 160. Umrißlinie des Radreifens.



der Abrundung des Kopfes und der Hohlkehle des Rades sollen, wie es zwischen Preußen und Österreich vereinbart und in den T. V. als erwünscht bezeichnet ist, annähernd übereinstimmen (Abb. 160). Die innere seitliche Abrundung des Schienenkopfs soll auch bei Lokalbahnen einen Halbmesser von 14 mm, diejenige der Hohlkehle des Spurkranzes einen solchen von 15 mm aufweisen. Die Kopfbreite soll nach den T. V. mindestens 57 mm betragen, und die Kopfoberfläche eben oder nach einem Halbmesser von wenigstens 200 mm gewölbt sein. Diese Wölbung wird mit Rücksicht auf das Hohllaufen der Radkränze empfohlen (vgl. Tab. VI: die Oberbauanordnungen der Pr.-H. Stb., S. 280.

Abb. 161. Abfasung der Schienenköpfe.



Der Schienenkopf ist seitlich, mit wenigen Ausnahmen, wie bei dem kelchförmigen Profil der Reichseisenbahnen und der Österreichischen Nordbahn (vgl. Handb. d. Ing.-Wissensch. V, I, 2, Abb. 34, S. 125) durch mit der Querschnittsachse gleichlaufende Ebenen begrenzt. Die Breite des Schienenkopfs bei den Pr.-H. Stb. geht aus der »Zusammenstellung der Schienenformen« in § 24 hervor. Das Verhältnis der Breite zur Höhe des Kopfs beträgt aus Gründen der Walztechnik und der geringeren Abnutzung halber 1,7 bis 2,0 : 1. An den Schienenenden werden die oberen Kopfkanten auf 1 bis 2 mm abgefast (Abb. 161).

Die scharfe Unterschneidung des Kopfes soll ebenso wie der Übergang vom Steg zum Fuß der breitfüßigen Schiene von ebenen, etwa 1 : 4 geneigten Flächen, den Anlageflächen der Laschen, gebildet werden. Diese Neigung darf deshalb nicht zu flach genommen werden, um bei Abnutzung der Laschen ein Einklemmen zu verhüten. Der zwischen Kopf und Fuß liegende Steg hat bei den Pr.-H. Hauptbahnen eine Stärke von 11 bis 14 mm, bei Tunnel- und Blattstoßschienen von 18 mm, bei (vollspurigen) Nebenbahnen von $>$ 10 mm.

An den Steg setzt sich der Fuß, dessen Breite, bei den Pr.-H. Stb. 105 bis 110 mm, eine genügende Standfähigkeit und eine zweckmäßige Befestigung auf den Schwellen

verbürgen muß. Das Verhältnis der Fußbreite zur Schienenhöhe nimmt man kleiner als 0,9 bei den Pr.-H. Stb. zu 0,8 an.

Die Schienenhöhen der Hauptbahnen, für welche die T. V. 125 mm empfehlen, wechseln zwischen 147 bis 125 mm und betragen bei den Pr.-Hess. Hauptbahnen 144 bis 134 mm, bei den Nebenbahnen 129 bis 115 mm. Die zulässige Ablaufhöhe *b* (s. Abb. 159) nimmt man zu 10 bis 16 mm an. Die Querschnittsgröße der Pr.-H. Schienen beträgt 35 bis 60,2 qcm. Die Widerstandsmomente wechseln zwischen 111,6 bis 220 cm³.

Das Schienengewicht beträgt bei den Pr.-H. Stb. für das Meter 33,4 bis 47,28 kg. Vgl. die Zusammenstellung der Oberbauanordnung Tab. VI in § 24, S. 280. Bei Feststellung einer Schienenform ist auf eine gute Walzbarkeit und eine zweckmäßige Ausnutzung des Schienenquerschnitts zugunsten seiner Tragfähigkeit und Steifigkeit Rücksicht zu nehmen.

Abb. 162 u. 163. Stuhlschiene mit Holzkeilbefestigung der badischen Staatseisenbahnen 1893. M. 1 : 10.
Abb. 162. Querschnitt.

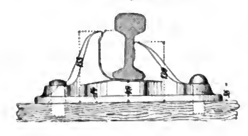


Abb. 163. Grundriß.

Die zur wagerechten Achse des lotrecht gestellten Querschnitts ungleichförmigen Stuhlschienen (Abb. 162) haben sich wie die zugehörigen gußeisernen Schienenstühle (Abb. 162 u. 163) in ihrer Form wenig geändert. Nicht nur ihre Höhe 137 bis 146 mm, sondern auch die Kopfstärke ist durchschnittlich größer, als die der breitfüßigen Schienen, und die Laschenanlageflächen sind steiler, 1 : 2 bis 1 : 2,75. Die Schienenstöße werden jetzt schwebend angeordnet. Die Höhe der badischen Doppelkopfschiene beträgt 145, die Kopfbreite 65 mm, das Gewicht 42,5 kg und das $W = 173$ cm³. In Tunnels werden bei den badischen Staatsbahnen Breitfußschienen in Stühlen verwendet.

b) Die Schienenlänge. Eine große Schienenlänge vermindert die Zahl der Schienenstöße, welche als die schwächsten Punkte im Gleis angesehen werden müssen.

Die Länge der Schienen hat mit der Vervollkommnung der Walztechnik immer mehr zugenommen, und beträgt bei den Pr.-H. Stb. in der Regel 12 m. Eine größere Länge anzuwenden ist, abgesehen von der Schwierigkeit der Beförderung, durch die Längenänderungen, welche infolge des Wärmewechsels der Luft auftreten und möglich sein müssen, beschränkt. Die zwischen den Schienenenden erforderlichen Spielräume (Wärmelücken) würden sonst zu groß werden müssen.

Mehr wie 15 bis 20 mm kann man für diese Lücken mit Rücksicht auf die Stoßwirkung der Räder nicht zulassen, und so erhält man eine gewöhnliche Schienenlänge von 12 m. Die Berechnung der Größe der Wärmelücken geschieht unter Annahme einer Längenänderung von $\frac{1}{85}$ mm für 1 m Schienenlänge und 1° Celsius. Es beträgt der Wärmespielraum (siehe »Oberbaubuch« der Pr.-H. Stb. S. 16) bei Gleisen:

im Freien		im Tunnel	
bei einer Luftwärme von °C	für eine Schienenlänge von 12 m mm	bei einer Luftwärme von °C	für eine Schienenlänge von 12 m mm
+ 30	4	+ 20	1
0	8	0	4
— 30	12	— 10	5,5

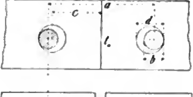


Bei Blattstoßschienen (vgl. § 23, 3) neuerdings auch bei Stumpfstoß (vgl. Tab. VI, § 24) ist man mit der **Schienenlänge** bis 15 m, in Tunnels, auf Untergrundbahnen und in Wegübergängen, wo die Schienen gegen Wärmeeinflüsse mehr oder weniger geschützt sind, bis zu 18 m gegangen.

In Wegübergängen oder auf kleineren Brücken, wo man zur Vermeidung eines Stoßes 18 m lange Schienen verwenden kann, genügt für einzelne Schienen dieser größten Länge der für die anschließende Schiene erforderliche Wärmespielraum. **Außergewöhnliche Schienenlängen** werden zur Ausgleichung der Längenunterschiede der Schienenstränge in Gleisbogen, und zwar im Innenstrang für die Ausgleichschienen erforderlich. Man begnügt sich mit drei, um je 40 mm gegen 12,0 m verkürzten Längen, welche durch besondere Löcher im Steg von 20 mm Durchmesser an den Schienenenden kenntlich gemacht werden. Außer diesen Längen verwendet man noch Längen von 10 m, um Stoßverschiebungen auf kleineren Brücken vornehmen zu können.

c) **Die Schienenlochung.** Um die Schienen mittels der Laschen miteinander verbinden zu können, müssen sie zum Durchstecken der Laschenschrauben an den Enden im Steg gelocht werden. Es ist jedoch wegen der Schienenausdehnung und des auch bei Verwendung gekürzter Ausgleichschienen noch erforderlichen Spielraums in den Gleisbogen nötig, die Schraubenlöcher mit einem größeren Durchmesser d (Abb. 164) als der Schraubenbolzen b es verlangt, zu bohren. Wenn der größte Wärmespielraum mit t_g, der Abstand der Laschenlochmitten voneinander mit a und der Abstand der Schienenlochmitten vom Schienenrand mit c bezeichnet wird, so muß $c = \frac{1}{2}a + \frac{1}{2}b - \frac{1}{2}d = \frac{1}{2}(a + b - d)$ und $d = b + \frac{1}{2}t_g$ sein. Man kann setzen $t_g = 12$ bis 20 mm bei 12 m Schienen.

Abb. 164. Schienenlochung.





3. **Der Baustoff der Schienen.** Die Schienen und Laschen werden aus Flußstahl hergestellt, d. i. einem schmiedbaren Eisen, das in flüssigem Zustand entweder nach dem Bessemer- oder dem Thomas-Verfahren in einer Birne (Konverter) oder nach dem Martin-Siemens-Verfahren in einem Flammofen erzeugt und durch Walzen in glühendem Zustand in die vorgeschriebene Form gebracht wird[111]).

Der **Flußstahl** hat körnigen Bruch, 0,25 bis 1,5 % Kohlenstoffgehalt und ist gegenüber dem auf gleiche Weise bereiteten und für Schwellen und Befestigungsmittel verwendeten Flußeisen merklich härtbar. Der Stahl soll eine gleichmäßige Zusammensetzung und ein dichtes blasenfreies Gefüge zeigen. Der Schienenkopf muß sehr hart, der Fuß sehr zäh sein. Die Festigkeit soll 55 kg/qmm und das spezifische Gewicht = 7,86 sein. Die Güte des Stahles wird durch Zerreißversuche, Belastungen, Biegen, Schlag- und Druckproben, letztere unter Anwendung einer Stahlkugel, auf Grund der allgemeinen Vorschriften der V. D. E. V. geprüft. Auch Ätzproben haben sich als ein geeignetes Mittel zur Beurteilung des Stoffgefüges erwiesen.

§ 22. Die Schienenunterlagen und die Schienenbefestigung.

Nach der Gestalt der Unterlagen und der Schienenbefestigung unterscheidet man:

1. den Querschwellenoberbau mit hölzernen oder eisernen Querschwellen;
2. den Stuhlschienenoberbau;
3. den Langschwellenoberbau mit eisernen Langschwellen;
4. den Oberbau auf Einzelunterlagen.

[111]) Vgl. A. Henselin, Lehrbilder der Baustofflehre, 3. Aufl. Berlin 1907, Bild 29 bis 35, sowie Dr. H. Wedding, Das Eisenhüttenwesen, Leipzig 1904.

Von diesen vier Oberbauarten ist der Querschwellenoberbau der am weitesten verbreitete, und zwar überwiegt als Unterlage die hölzerne Querschwelle. Der Stuhlschienenoberbau wurde in Deutschland bei Hauptbahnen nur versuchsweise auf den Pr.-H. und den bad. Stb., neuerdings auch in Österreich, in geringer Ausdehnung ohne besondern Erfolg angewendet. Es ist zu befürchten, daß bei anhaltender Trockenheit sich die Holzkeile lockern. Der Stuhlschienenoberbau kommt sonst nur für längere nasse Tunnel in Betracht und hier häufig mit Breitfußschienen. Der Langschwellenoberbau hat sich nicht bewährt und wird bei den Hauptbahnen beseitigt; nur für Kleinbahnen hat er noch eine gewisse Bedeutung. Der Oberbau auf Einzelunterlagen, Steinwürfeln, wird bei Gleisen für Entseuchungsanstalten und auf den Mauern der Lösch- und Reinigungsgruben angewendet.

Es kommen in Deutschland nur noch in Betracht Holzquerschwellen und Eisenquerschwellen, und zwar waren im Jahre 1906 von 74599 km durchgehenden Gleisen mit breitfüßigen Schienen auf Einzelunterlagen deutscher vollspuriger Eisenbahnen 72% mit hölzernen und 28% mit eisernen Querschwellen belegt.

1. **Die hölzerne Querschwelle.** a) Die Abmessungen der Querschwellen. Als Querschnittsform steht in Deutschland für Haupt- und Nebenbahnen das Rechteck mit und ohne Abfasung der oberen Kanten (Waldkanten) und das Trapez in Verwendung, letzteres in Württemberg. Andere Formen kommen nur noch für Lokal- und Kleinbahnen in Betracht. In Tunnels wird die hölzerne Querschwelle der eisernen vorzuziehen sein.

Grundsätzlich ist festzuhalten, daß bei den Bahnen mit schwererem Verkehr längere Schwellen, bei leichterem Verkehr kürzere Schwellen verwendet werden. Bei den Pr.-H. Stb. sind Längen von 2,70 m und 2,50 m für Haupt- bzw. Nebenbahnen vorgeschrieben.

Die Höhe, welche wesentlich von den Schienenbefestigungsmitteln abhängt, wird ebenso wie die Breite bei beiden Bahngattungen gleich, und zwar zu 16, bzw. 26 cm angenommen.

Die obere Breite sollte wenigstens 16 cm betragen. Bei Schmalspurbahnen nimmt man das 1,75fache der Spurweite als Schwellenlänge, die Schwellenhöhe sinkt bei dieser Bahngattung auf 12 cm herab.

Die Herstellung der Schienenneigung durch Kappen oder Dechseln der Schwelle wird in Hauptgleisen der Hauptbahnen allgemein und meist auch bei Nebenbahnen durch Anordnung von geneigten Unterlagsplatten vermieden.

Abb. 165.
Schwellenklammer.

b) Die Holzart. Zur Herstellung der Schwellen werden in Deutschland harte und weiche Hölzer verwendet, die zur Erhöhung ihrer Dauer mit einer fäulniswidrigen Flüssigkeit getränkt werden. Es wird anzustreben sein, die Schwellen gleich widerstandsfähig zu machen gegen die äußeren Angriffe und gegen die innere Fäulnis. Es steht in Verwendung Eichen-, Buchen-, sowie Kiefern- und Lärchen-, daneben auch das weniger dauerhafte Fichtenholz. Die Verwendung des Buchenholzes hat zugenommen. Das zu verwendende Holz soll möglichst saftlos, d. h. in der ersten Hälfte des Winters gefällt sein; das Schneiden darf nicht zu spät nach dem Schlagen erfolgen. Gegen das Rissigwerden schlägt man in das Hirnholz eiserne Klammern (Abb. 165)[112]) ein.

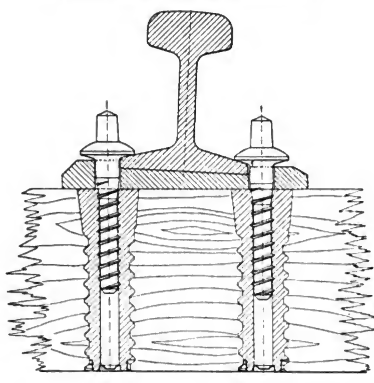
c) Das Tränken, durch welches die Lebensdauer der Schwellen wesentlich erhöht, z. B. bei kiefernen Schwellen mehr als verdoppelt, bei Buchenholz verfünffacht wird,

[112]) »Handb. der Ing.-Wissensch.«, V. Teil, Bd. II, 2. Aufl., Kap. II, S. 151.

geschieht jetzt meist mit karbolsäurehaltigem Teeröl, aber auch mit Zinkchlorid oder mit einer Mischung beider. Der Träger der Fäulnis ist der eiweißhaltige Holzsaft, der vor dem Tränken dem Holz entzogen und durch verschiedene Verfahren unschädlich gemacht wird[113]. Die Tränkung einer Schwelle kostet mit reinem Teeröl etwa 1,00, 2,00 bzw. 2,30 M. für Eichen-, Buchen- bzw. Kiefernholz; mit einer Mischung von Zinkchlorid und Teeröl für Eichen- bzw. Buchen- oder Kiefernholz 0,90 bzw. 0,70 M., ist also nicht billig. Es kommt daher bei sehr wohlfeilem Holz unter Umständen die Unterlassung der Tränkung in Frage.

d) Die Verdübelung der Holzschwellen. Die Verdübelung der Schwellen nach dem Verfahren des französischen Ingenieurs ALBERT COLLET ist seit 1901 in größerem Umfange auf den deutschen, und zwar auch bei den Pr.-H. Stb., namentlich bei alten, aber auch bei neuen Schwellen in Anwendung gekommen. Die Verdübelung hat den Zweck, ebenso wie die Tränkung, die Lebensdauer der Holzschwellen zu erhöhen, welche den Einflüssen der mechanischen Angriffe und der Fäulnis unterliegen. Nachdem ein entsprechend weites Loch in der Schwelle ausgebohrt ist, wird das Gewinde eingeschnitten, so daß der Holzdübel eingeschraubt werden kann.

Abb. 166. Verdübelung der Holzschwellen.



Es werden unter dem Schienenauflager, also in der Regel unter der Unterlagsplatte, drei (bis vier) Hartholzdübel symmetrisch zur Schienenmitte in die Schwellen eingeschraubt (Abb. 166)[114] und in diese dann erst die Schwellenschrauben eingedreht.

Der Dübel wird aus getrocknetem, mit Kreosot getränktem Weißbuchenholz gedrechselt. Seine obere Kegelform verhindert ein Eindringen der Feuchtigkeit von oben und macht ihn widerstandsfähig gegen seitliche Kräfte. Deshalb ermöglicht die Verdübelung auch eine ausgedehnte Verwendung von Weichholzschwellen, z. B. in scharfen Krümmungen. Die Hartholzdübel bilden mit ihrer Hirnholzoberfläche ein vorzügliches Auflager für die Unterlagsplatten, deren Einfressen sie verhindern; auch können kleinere Unterlagsplatten verwendet werden. Ferner wird der Widerstand der Befestigungsmittel gegen Herausreißen, Umbiegen, Lockern usf. erheblich erhöht.

In Dänemark hat man mit glatten Schwellendübeln, in welche Schienennägel eingetrieben werden und welche u. a. die Unterlagsplatten ersparen sollen, Versuche gemacht[115]. Neuerdings werden dieselben Ziele in Frankreich mit den THOLLIERschen Futterspiralen und den Schwellenschrauben von LAKHOVSKY[116] verfolgt.

---

[113] Vgl. Organ f. d. Fortschr. d. Eisenbahnwesens, 1906, S. 234.

[114] Abb. 166 ist SCHWABACH, Das Verfahren der Gesellschaft »Dübelwerke« in Frankfurt a. M. (jetzt in Charlottenburg) zur Verdübelung von Holzschwellen, Berlin 1903, entnommen. - Vgl. auch SCHWABACH, Wochenschrift für deutsche Bahnmeister 1906, S. 185.

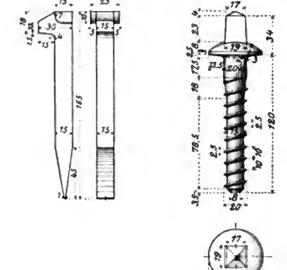
[115] Organ für die Fortschr. d. Eisenbahnwesens 1903, S. 243.

[116] Ebenda 1906, S. 177.

e) Die Kosten und das Gewicht der Holzschwellen. Eine 2,70 m lange, ungetränkte Schwelle kostet aus Eichen 5 M. und aus Buchen oder Kiefern 3 bis 4 M. Die Kosten der Verdübelung betragen für die Schwelle 1,15 M. Das Gewicht einer eichenen Schwelle kann zu 75, dasjenige einer kiefernen zu 40 kg angenommen werden.

2. Die Befestigung der Schiene auf den Holzschwellen. a) Schwellenschraube und Nagel. Im engen Zusammenhange mit dem Stoff der Schwelle steht die Befestigung der Schiene auf ihr. Während früher bei Holzschwellen hauptsächlich Nägel (Abb. 167)[117]) verwendet wurden, sind diese jetzt aus den Hauptgleisen der Pr.-Hess. Hauptbahnen verschwunden und nur noch bei den Mittelschwellen der Nebenbahnen und in den Nebengleisen zulässig. An ihre Stelle ist die Schwellenschraube (Abb. 168) getreten. Die Befestigungsmittel werden gegen die Mittellinien der Schwellen versetzt, um einem Aufspalten des Holzes vorzubeugen.

Abb. 167. Schienennagel. M. 1:4. Abb. 168. Schwellenschraube. M. 1:4.



Werden Nägel und Schrauben nebeneinander auf den Mittelschwellen der Nebenbahnen benutzt, so werden die Schrauben auf der Innenseite, die Nägel auf der Außenseite des Gleises angeordnet, da die innern Befestigungsmittel auf Ausziehen, die äußern gegen Verschieben beansprucht werden. Der quadratische Nagel (15 · 15 mm) wird mit der Schneide rechtwinklig zur Faserrichtung des Holzes eingeschlagen, und zwar darf er hierbei nicht dicht an den Schienenfuß angesetzt werden, um nicht ein Verrücken der Schiene und damit eine Spurveränderung herbeizuführen. Die Ohren des Schienennagelkopfes dienen zum Unterfassen der Klaue (vgl. Abb. 250, § 287) beim Ausziehen. Das Gewicht eines Nagels beträgt 0,29 kg.

Der äußere Durchmesser der verzinkten Schwellenschraube beträgt bei den 2 Sorten 22 bzw. 20, der Kerndurchmesser 16,5 bzw. 15 mm, die Länge 150 bzw. 120, die Ganghöhe 10 mm, das Gewicht 0,47 bzw. 0,39 kg. Der viereckige Dorn auf dem Kopfe der Schraube dient zum Aufsetzen des Schraubenschlüssels, mittels dessen die Schraube eingedreht wird. Die Pyramide auf dem Schraubendorn soll ein unzulässiges Einschlagen der Schrauben erkennbar machen.

b) Die Unterlagsplatten. Das Oberbaubuch der Pr. Stb. sieht auf allen Schwellen der Hauptbahnen keilförmige Unterlagsplatten vor. Sie stellen die Schienenneigung (1 : 20) her; durch die Beseitigung des Dechselns und durch die größere Auflagerfläche erhöhen sie die Haltbarkeit der Schwellen, gestatten deshalb eine ausgedehntere Anwendung von Weichholzschwellen und bringen die Befestigungsmittel in gegenseitige Abhängigkeit.

Die Unterlagsplatten werden aus Flußeisen hergestellt, müssen groß und stark genug bemessen und richtig gelocht sein.

Bei den Pr.-H. Stb. werden auf den Stoßschwellen aller Holzarten Hakenplatten verwendet, die bei derselben Breite von 160 mm für Hartholzschwellen kürzer, nur

[117]) Die Abb. 167, 168, 171 bis 177 und 179 sind nach dem »Oberbaubuch der Preußischen Staatsbahnen«, Ausgabe 1902, hergestellt.

255 mm (Abb. 169 u. 170) lang, für Weichholzschwellen dagegen 290 mm (Abb. 172) lang, 15—20 mm dick und 5,7 bzw. 6,63 kg schwer sind. Das Gewicht der Stoß-Hakenplatte für den schweren Oberbau 15^a H. K. beträgt wegen des 150 mm breiten Hakens trotz der 4 Löcher 6,764 kg. Die Befestigung der Schiene geschieht bei den kiefernen Schwellen, abweichend von denjenigen anderer Holzarten, mittels in die Unterlagsplatte eingesteckten Klemmplättchens (Abb. 173 bis 175), durch welches die um 30 mm längere Schwellenschraube gesteckt wird. Die Hakenplatten werden stets

Abb. 169 u. 170. Hakenplatte für Oberbau 8^b H. E. der Pr.-H. Stb. M. 1 : 5.
Abb. 169. Querschnitt.

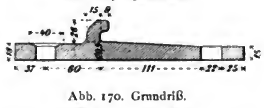


Abb. 170. Grundriß.

Abb. 171 u. 172. Hakenplatte für Oberbau 6^c H. K. der Pr.-H. Stb. M. 1 : 4.
Abb. 171. Querschnitt durch die Stoßschwelle.

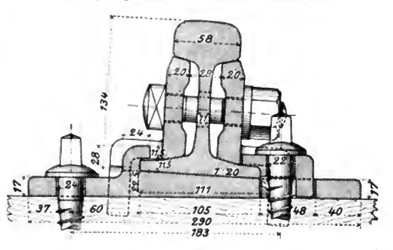
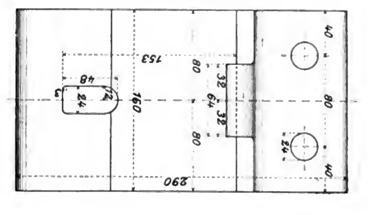


Abb. 173 bis 175. Klemmplättchen zum Oberbau 6^c H. K. M. 1 : 4.
Abb. 173. Vorderansicht. Abb. 174. Seitenansicht.

Abb. 175. Grundriß.

Abb. 172. Grundriß.



mit drei, bei Oberbau 15^a H. K. auf den Stoßschwellen mit vier Schwellenschrauben befestigt, von denen zwei auf der äußeren Gleisseite sitzen. Bei den neuen Anordnungen der Pr.-H. Stb. 8^d H. und 15^c H. mit gekuppelten Stoßschwellen (vgl. Abb. 202 bis 208 S. 273) werden 295 mm lange und 7,34 kg schwere Hakenspannplatten mit 145 mm breiten Haken und 120 mm lange Klemmplatten verwendet.

Es sei hier noch bemerkt, daß bei der Sächs. Staatsb. und der Österr. Südbahn die Haken nicht auf der Außen-, sondern auf der Innenseite der Schiene angeordnet sind, um das Kanten der Schiene in erster Linie zu verhindern. Auf der Außenseite angeordnet, nimmt der Haken die Seitenschübe unmittelbar auf und überträgt sie auf die Schwelle.

Bei Eichen- und Buchenschwellen werden die Hakenplatten auch auf einem Teil der Mittelschwellen und insbesondere neben den Stemmlaschen verwendet. Auf den übrigen

Mittelschwellen kommen die offenen Unterlagsplatten 200 × 160 mm, 4,1 kg oder 210 × 160 mm 4,52 kg schwer (Abb. 176 u. 177) zur Anwendung.

Die Breite der offenen Platten muß zwischen den Randleisten mit Rücksicht auf die Herstellungsfehler etwas (um 1 bis 2 mm) größer sein, als die des Schienenfußes.

Die Löcher sollen nicht über die Randleisten (Abb. 176 u. 177) nach innen vortreten, damit sich der Schienenfuß nicht in das Befestigungsmittel einschleifen kann.

Bei kiefernen Schwellen (vgl. Abb. 171) und starker Belastung des Gleises dagegen werden durchweg Hakenplatten, bei geringerer Belastung auch offene Unterlagsplatten auf den Mittelschwellen angeordnet. Bei dem Oberbau 15ᵃ H. K. werden auf den Mittelschwellen Hakenplatten mit drei Löchern, 6,63 kg schwer, fast übereinstimmend mit den in Abb. 171 u. 172 dargestellten verwendet. Die offenen Unterlagsplatten werden für gewöhnlich nur mit zwei, bei besonderer Beanspruchung des Gleises, z. B. in Krümmungen, mit drei Schwellenschrauben befestigt (vgl. Abb. 148, S. 251). Die Zahl der Mittelschwellen, auf denen Hakenplatten anzubringen sind, hängt von der Größe der Neigung oder der Stärke der Krümmung der betreffenden Strecke oder, falls sie in der Wagerechten liegt, davon ab, ob sie zu den wagerechten Bremsstrecken zu rechnen ist.

Abb. 176 u. 177. Offene Unterlagsplatte. M. 1 : 4.

Abb. 176. Querschnitt.

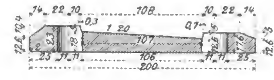
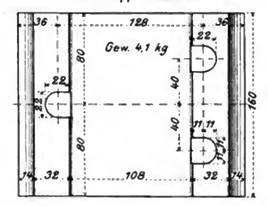


Abb. 177. Grundriß.



Bei Nebenbahnen erhalten die Stoßschwellen durchweg, die Mittelschwellen u. U. nur zum Teil nach den vorgenannten Gesichtspunkten offene Unterlagsplatten.

In Wegübergängen und Tunneln werden, um ein Auswechseln der Schwellen möglichst einzuschränken, auf allen Mittelschwellen Hakenplatten angebracht, ebenso in Neigungen von mehr als 1 : 200 und in Bogen mit Halbmessern von 250 m und darunter. Dieselben Grundsätze gelten für Nebenbahnen.

Hakenplatten mit wagerechten Schienenauflageflächen werden nur bei den für gering belastete Nebenbahnen mit einem größten Raddruck < 6 t zugelassenen, lotrecht stehenden Schienen Nr. 11a verwendet. Vgl. § 24, S. 281. Für die jetzt 60 cm v. M. z. M. entfernt anzuordnenden Mittelschwellen eiserner Brücken sind mit Rücksicht auf den geringen Abstand des Streichbalkens und der Schutzschiene von der Fahrschiene kürzere, nur 230 mm lange Hakenplatten, für die Stoßwellen, unabhängig von der Holzart, die 290 mm langen Hakenplatten in Gebrauch. Vgl. Oberbaubuch, Anl. 18.

Neuerdings werden bei den bayerischen Staatsbahnen Unterlagsspannplatten als Stoßbrücken verwendet (vgl. Abb. 222 u. 223 u. § 23, 5).

3. Die eiserne Querschwelle. Die Form eines umgekehrten breiten Trogs der eisernen Querschwellen, welche heute der Querschnitt der preußischen Querschwelle (Abb. 178 u. 179) aufweist, ist schon im Jahre 1860 auf einer portugiesischen Bahn zur Anwendung gekommen, ohne weitere Ausdehnung zu gewinnen. Die VAUTHERIN-Schwelle (s. Abb. 19 u. 20, S. 165), deren trapezförmiger Querschnitt mit den unzweckmäßigen wagerechten Füßen lange Zeit maßgebend war, konnte sich nicht behaupten.

Außerdem waren die älteren eisernen Querschwellen zu leicht, um den Wettbewerb mit den Holzschwellen aufnehmen zu können. Die Gestalt des preußischen Querschnitts wie auch desjenigen der Reichseisenbahnen (Abb. 180), zeigt das Bestreben, einen mög-

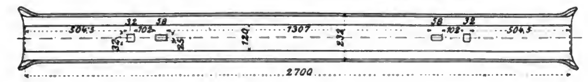
lichst großen Bettungskörper zu umschließen und eine hinreichend dichte und vollständige Ausfüllung des Schwellenhohlraums und eine genügende Reibung auf der Bettung zu erzielen. Die wulstförmige Verstärkung der beiderseitigen Wände des Schwellentrogs ist auch wegen des Angriffs der Stopfhacken erwünscht. Der End- oder Kopfverschluß (Abb. 181 u. 182) verhindert ein Verschieben senkrecht zur Gleisachse. Die Schwellenlänge ist mit der Zeit von 2,00 m auf 2,70 m gewachsen. Bei den neuern Pr. H. Anordnungen von 1907 15ᵉ E. haben alle Querschwellen längs der Decke Rippen[118]) nach HAARMANN erhalten, wie bei den Doppelschwellen in Abb. 209 dargestellt.

Abb. 178. Querschnitt der preußischen eisernen Querschwelle. M. 1 : 5.



Die Schienenneigung, welche früher durch ein unzweckmäßiges Biegen der Schwellen,

Abb. 179. Grundriß der preußischen eisernen Querschwelle. M. 1 : 23.



dann durch Einpressen einer entsprechend geneigten Fläche hergestellt wurde, wird nun durch Anwendung von keilförmigen Unterlagsplatten erzeugt, so daß die Schwellen gerade hergestellt werden können.

Die Querschwellen werden jetzt aus dem zäheren Flußeisen — nicht aus Stahl — hergestellt. Die neuen trogförmigen Querschwellen besitzen für ein Stück Gewichte von 54 bis 75 kg — die preußische Querschwelle von 58,3 kg, die Mittelschwelle für 15ᵉ E von 62,39 kg, die Stoßschwelle für den schweren Oberbau Form 16ᵃ E von 75,8 kg, — die Doppelstoßschwelle von 128,02 kg — und haben damit das Gewicht der Holzschwellen annähernd erreicht. Der umschlossene Kieskörper ist hierbei dem Schwellengewicht zuzurechnen. Bei annähernd gleichem Gewicht, derselben Länge und demselben Abstand der eisernen Querschwellen wie bei den Holzschwellen sind die eisernen Querschwellen den Holzschwellen jedenfalls ebenbürtig und hinsichtlich der Schienenbefestigung sogar überlegen. Trotzdem über die Dauer der flußeisernen Schwellen noch nicht vollständig ausreichende Erfahrungen vorliegen, so kann man doch auf eine erheblich längere Dauer als bei den besten Holzschwellen rechnen. In feuchten Tunneln verwendet man besser hölzerne Schwellen, oft mit Schienenstühlen, an Stelle der stark dem Rosten ausgesetzten eisernen.

Abb. 180. Querschnitt der eisernen Querschwellen der Reichseisenbahnen. M. 1 : 5.

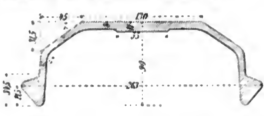


Abb. 181 u. 182. Kopfverschluß der preußischen eisernen Querschwelle.
Abb. 181. Stirnansicht.

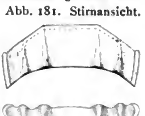


Abb. 182. Grundriß.

4. Die Befestigung der Schiene auf den eisernen Querschwellen. Die Lochung der eisernen Querschwellen richtet sich nach der Breite des Schienenfußes und ist bei

[118]) Über Versuche mit der HAARMANNschen 72 kg schweren Rippenschwelle vgl. Anm. 125, S. 275, und mit einer T-förmigen Querschwellenform nach SCHUBERT, »Handb. d. Ing.-Wissensch.«. V. Teil, Bd. II, 2. Aufl., Kap. II, S. 173, Abb. 86.

den Pr.-H. Stb. für alle Spurweiten dieselbe, indem die Spurerweiterung durch die verschiedene Anordnung der Befestigungsmittel, der Einsteckplättchen und der Unterlagsplatten erzielt und hierdurch Bau und Unterhaltung des Gleises wesentlich vereinfacht wird. Die Löcher sind in der Längsachse der Schwellendecke, oder bei den Stoßschwellen Form 16ª E. gleichliegend zu ihr, hergestellt. Die Schienenbefestigung auf eisernen Querschwellen

Abb. 183 u. 184. Eiserner Querschwellenoberbau der Pr.-H. Stb. mit HAARMANNschen Hakenplatten. M. 1 : 20.
Abb. 183. Querschnitt.

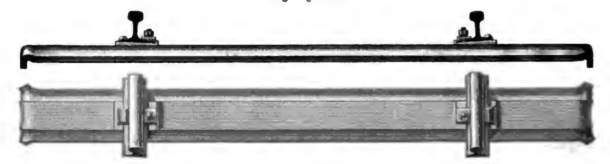


Abb. 184. Grundriß.

Abb. 185 bis 188. Schienenbefestigung auf eiserner Querschwelle der Pr.-H. Stb. mit HAARMANNscher Hakenplatte. Form 6ᵉ E.
Abb. 185. Querschnitt. M. 1 : 2½. Abb. 186. Hakenschraube. M. 1 : 2½.

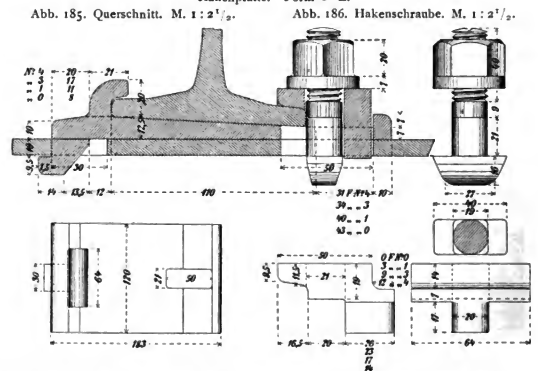


Abb. 187. Grundriß der Hakenplatte. M. 1 : 5. Abb. 188. Klemmplättchen. M. 1 : 1½.

geschieht bei dem preußischen Oberbau durch die keilförmige HAARMANNsche Hakenplatte (Abb. 183 bis 185 u. 187)[119], von oben in die länglich rechteckigen Löcher der Schwellendecke eingesteckte und um 90° gedrehte Hakenschrauben (Abb. 185 u. 186)[120] und durch Klemmplättchen (Abb. 188). Der an den Kopf der Hakenschraube anstoßende Teil des Schafts ist viereckig gestaltet, um ein Drehen des Bolzens und der Schraube in der Schwelle zu verhindern. Die am oberen Ende des Schraubenschafts

[119] Die Abb. 183, 184 u. 216 sind A. HAARMANN, Das Eisenbahngeleise, I, 2, Leipzig 1891, entnommen.
[120] Die Abb. 185 bis 188, 213, 217 bis 220, 221, 231 bis 233 u. 240 sind dem »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, Teil V, Bd. II, 2. Aufl., Kap. II, bearbeitet von ALFR. BLUM, entnommen.

angebrachte Einkerbung läßt die richtige Einstellung der Schrauben von oben erkennen. Der außen liegende Haken der HAARMANNschen Hakenplatte nimmt die Seitenschübe auf und macht Hakenschraube und Klemmplatte nur auf der Innenseite der Schiene erforderlich, wo sie nur in lotrechter Richtung beansprucht werden.

Die keilförmige Unterlagsplatte hat oben einen 64 mm breiten, außen den Schienenfuß umfassenden Haken und einen zweiten unter die Schwellendecke greifenden schmäleren, 30 mm langen Haken, der von oben eingebracht wird. Bei den Stoßplatten der Form 16^{a} E. ist der obere Haken 150 mm lang, und sind 2 untere Haken je 30 mm lang angeordnet.

Bei dem oben genannten neueren preuß. Oberbau 15^{c} E. (1907) werden sowohl auf den Mittelschwellen als auf den Doppelstoßschwellen 120 mm breite, und 3,2 kg schwere Spannplatten mit 120 mm breiten Haken und ebenso breiten Klemmplatten verwendet (vgl. Abb. 209 bis 212). Im übrigen ist die Befestigung die gleiche.

Die rechteckige Form der Befestigungsteile läßt die Seitendrücke vom Schienenfuß auf die Schwelle übertragen, ohne daß eine Berührung von Schienenfuß und Bolzen einzutreten braucht, da der Schienenfuß sich gegen die Klemmplatte legt. Hierdurch wird ein Ausschleifen und Verbiegen des Bolzens verhütet.

Mit vier Hakenplatten und vier Klemmplatten werden in Stufen von 3 zu 3 mm acht verschiedene Spurweiten von e gleich 0 bis 21 mm hergestellt. Die Hakenplatten erhalten zu diesem Zweck außen vier verschiedene Ansatzstärken von 8 bis 20 mm und dementsprechend auf der Innenseite neben dem Schienenfuß vier verschieden breite wagerechte Leisten. Die Klemmplättchen sind hiermit im Zusammenhang mit vier verschiedenen Ansätzen von 0 bis 12 mm (vgl. Abb. 188) versehen.

Oberbau 15^{c} E. sieht für Unterlagsplatten nur 1 Klemmplatte vor.

Die Hakenplatte ermöglicht auch die Verfüllung des Gleises auf der Außenseite und vermehrt so die Widerstände gegen seitliche Kräfte.

Auf Wegübergängen werden bei dem eisernen Oberbau der Pr.-H. Stb. dickere 50 mm starke, gußeiserne Hakenplatten mit Klemmplättchen verwendet (Abb. 189)[121]. Zur Herstellung der Spurerweiterung ist zu den vier Hakenplatten für Wegübergänge nur eine Klemmplattensorte erforderlich. Die Mutterstellkappe sichert die Hakenschrauben gegen Verschmutzen, und die hochgeführte Hakenform der Klemmplatte bildet einen Anschlag für die Stellkappe gegen Losrütteln.

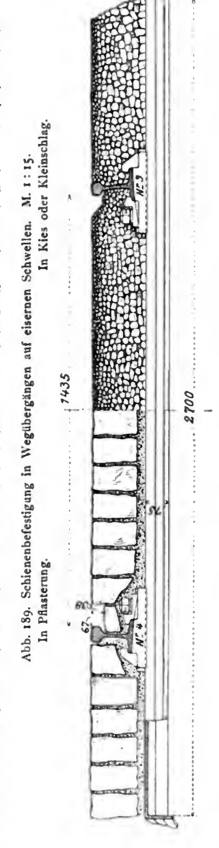


Abb. 189. Schienenbefestigung in Wegübergängen auf eisernen Schwellen. M. 1 : 15. In Pflasterung. In Kies oder Kleinschlag.

[121]) Die Abb. 189, 192 bis 212, 214, 215, 224 bis 227, 229, 230, 234 bis 239 sind nach dem »Oberbaubuch der Preußischen Staatsbahnen«, Ausgabe 1902 und Nachträge von 1907 hergestellt.

An dieser Stelle sei auch auf die in Amerika, in Italien in ausgedehntem Maße sowie in Frankreich und Bayern bisher mit nicht ungünstigem Erfolge angestellten Versuche mit Eisenbetonquerschwellen hingewiesen[122]. Man darf dabei aber die Angriffe der Stopfhacke nicht außer acht lassen. Die Befestigung der Schienen geschieht hier mittels eingelassener Hartholzdübel und Schrauben oder mittels eingesetzter gußeiserner Büchsen und Schrauben mit Klemmplatte.

§ 23. Der Schienenstoß. Vorkehrungen gegen das Wandern der Schienen. Die Schwellenteilung.

1. Der Schienenstoß im allgemeinen. Der feste und der schwebende Stoß. Die schwächste Stelle im Gleis ist der Schienenstoß. Er wird bei uns in Europa als Gleichstoß, senkrecht zum Gleis einander gegenüber angeordnet. In Nordamerika ist auch der Wechselstoß verbreitet. Der anfangs übliche feste (ruhende) Stoß ohne Laschen (siehe Abb. 15, S. 164) bewährte sich nicht, trotzdem man 1856 auch in Deutschland Laschen einführte. An seine Stelle trat im Verein deutscher Eisenbahnverwaltungen seit 1874 bis 84 der zwischen zwei Schwellen liegende schwebende Stoß (vgl. Abb. 191). Nur bei dem Drehstuhl der Weichenzungen und dem Herzstück kam bei den meisten deutschen Bahnen noch der feste Stoß, bei letzterem mit Winkellaschen vor. Die Vorteile des schwebenden Stoßes bestehen darin, daß die lotrechten Kräfte sich stets

Abb. 190. Querschnitt der Flach-, Winkel- und Doppelwinkellaschen.

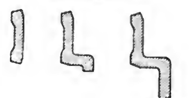
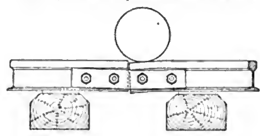


Abb. 191. Das Kopfnicken der Schienen.



auf mehrere Schwellen verteilen. Beim ruhenden Stoß entstehen durch das Senken der belasteten Ablaufschienenenden und das Heben und Niederhämmern des unbelasteten Endes der Anlaufsschiene ungünstige Beanspruchungen der Schiene und ihrer Unterlage, die beim schwebenden Stoß fortfallen. Neuerdings hat jedoch unter Führung von Ast (Österr. Kaiser Ferd.-Nordbahn) eine lebhafte Bewegung für Wiedereinführung des festen (ruhenden) Stoßes eingesetzt[123].

Die Oberbauanordnungen der Pr.-H. Stb. sehen meist Stumpfstoß vor, bei den längern Schienen den Blattstoß.

2. Die Laschen und Laschenbolzen. Die Verbindung der Schienen wird bei den Stoßanordnungen durch Seitenlaschen gebildet, die nach Abb. 190 immer stärker und widerstandsfähiger ausgebildet worden sind. Aus der Flachlasche hat sich die Winkellasche und zuletzt die ╘-förmige Kremp- oder Doppelwinkellasche entwickelt. Durch die Laschenverbindung sollen die Schienenenden in möglichst unverrückbarer Lage erhalten werden, so daß die Laschen nicht nur die lotrechten Kräfte von einem Schienenende auf das andere übertragen und so das sog. Kopfnicken der Schienen

[122]) Über Eisenbetonschwellen vgl. Tiemann, Eisenbahntechn. Zeitschr. 1905, S. 881 und Organ f. d. Fortschr. d. Eisenbahnw. 1905, S. 58 und W. Ast im Betonkalender 1907, S. 245, sowie A. Blum in der Eisenbahntechnik der Gegenwart, II. Bd., 1908, Wiesbaden II. Abschn., S. 243.

[123]) Vgl. A. Blum. Konstruktion des Oberbaues, II. Kap. des II. Bandes des V. Teiles des »Handb. d. Ing.-Wissensch.« Leipzig 1906, S. 217.

(Abb. 191) herabsetzen, sondern auch eine Verdrehung beider Enden gegeneinander verhüten.

Die Laschen werden zu beiden Seiten der Schienen (Abb. 192), also paarweise, angebracht und gegen die nicht zu stark geneigten Anlageflächen des Kopfes und Fußes

Abb. 192. Schienenquerschnitt 6ᵉ. M. 1 : 3.

Abb. 193 u. 194. Schienenstoß des Oberbaues 6ᵉ H. E. auf eichenen Schwellen. M. 1 : 10.

Abb. 193. Ansicht.

Abb. 194. Grundriß.

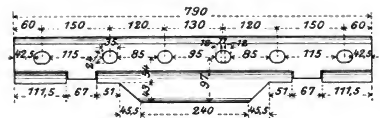


Abb. 195. Außenlasche 6ᵉ. M. 1 : 10.

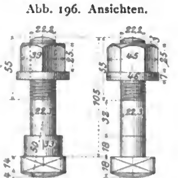


Abb. 196 bis 198. Laschenschraube. M. 1 : 4. Abb. 196. Ansichten.

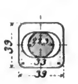


Abb. 197. Querschnitt.

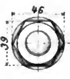


Abb. 198. Grundriß

bei H. B. mit 6, bei N. B. mit 4 durch die Laschen und den Schienensteg gehenden Schraubenbolzen fest angepreßt (Abb. 193 u. 194), wobei die Laschen die Schienen am Steg nicht berühren dürfen. Die äußere und innere Lasche haben gleichen Querschnitt und gleiche Länge und unterscheiden sich nur durch die Form der Bolzenlöcher. Letztere sind in der innern Lasche kreisrund, in der äußern (Abb. 195) länglichrund, damit der mit einem länglichrunden Ansatz versehene Bolzen, dessen Mutter auf der Innenseite der Schiene sitzen soll (Abb. 196 bis 198), beim Anziehen sich nicht drehen kann. Daher ist die Außenlasche etwas leichter.

Die Ausdehnung der zwischen den Laschen liegenden Schienen wird durch die Erweiterung der Bolzenlöcher in diesen ermöglicht. In den Laschen liegen die Bolzen fest. Die Laschenschrauben erhalten zur Sicherung gegen Losrütteln Bundmuttern (vgl. Abb. 196), welche die Federringe entbehrlich machen. Bei den Oberbauanordnungen 8ᵈ und 15ᶜ (vgl. Abb. 202 bis 212) sind neben den Bundmuttern noch viereckige Federplatten untergelegt. Die Schwellenschrauben beim Holzschwellenober-

bau erhalten Federringe. Der Kopf der Laschenschraube ist vierkantig und hat die Schlüsselweite der Mutter. Der Ansatz der Bolzen unter dem Kopf paßt in das vorerwähnte länglich runde Loch der Außenlasche.

Abb. 199 bis 201. Schienenstoß des Oberbaues 8b E. auf eisernen Querschwellen.
Abb. 199. Ansicht. M. 1 : 10.

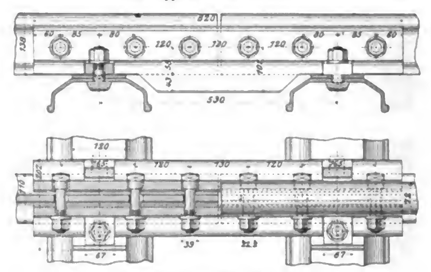
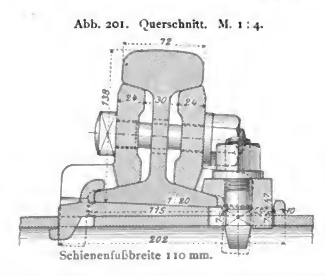


Abb. 200. Grundriß. M. 1 : 10.

Abb. 201. Querschnitt. M. 1 : 4.



Bei allen Oberbauformen der Pr.-H. Stb. umschließt die Außenlasche auf beiden Seiten den Haken der Stoßplatte, während die Innenlasche die Schwellenschraube bzw. die Klemmplatte umfaßt. Die Laschen sind nach den T. V. über die Stoßschwellen verlängert. Die Laschenlänge wechselt bei den Pr.-H. Stb. zwischen 690 und 900 mm, die Höhe zwischen 142 und 149 mm. Bei der Pr.-H. Oberbauanordnung 8^d und 15^c H. und E. konnten wegen der Verwendung der gekuppelten bzw. Doppelschwellen nur Winkellaschen mit ganz kurzen, wagerechten, 42 mm langen Schenkeln, einer Höhe von 98,38 mm und einem Gewicht von 14,47 kg angeordnet werden.

Der Querschnitt der Lasche ist außerhalb und innerhalb der Schienen der gleiche und liegt zur Schienenmitte gleich. Der Stoff der Lasche muß der Abnutzung wegen annähernd gleiche Härte wie die Schiene haben.

Die Laschenschrauben der drei Gruppen der Pr.-H. Stb. sind, abgesehen von dem Oberbau 11a (vgl. die Tabelle VI, S. 280), bis auf die Länge einander gleich. Es sind nur zwei Schlüsselweiten zu 40 und 34 mm erforderlich, und zwar für die Laschen und für die Hakenschrauben.

3. **Der Stumpfstoß.** Die Schienenenden sind senkrecht zur Längsachse abgeschnitten. Abb. 192 bis 194 und Abb. 199 bis 201 zeigen den Stumpfstoß der Pr.-H. Stb. Form 6^e H. E. auf hölzernen (eichenen) und 8^b E. auf eisernen Querschwellen. Die Stoßschwellenentfernung beträgt 500 bzw. 530 mm (vgl. S. 279). Ähnlich sind die Stoßverbindungen der anderen Formen 7^e, 9^e, 15^a, 10^a und 11^a angeordnet, nur daß bei Oberbau 15^aE. 280 mm breite Stoßschwellen vorgesehen sind, was im allgemeinen empfohlen wird.

Abb. 202 bis 208. Schienenstoß des Oberbaues 8^{d} H.

Abb. 202. Ansicht. M. 1 : 10.

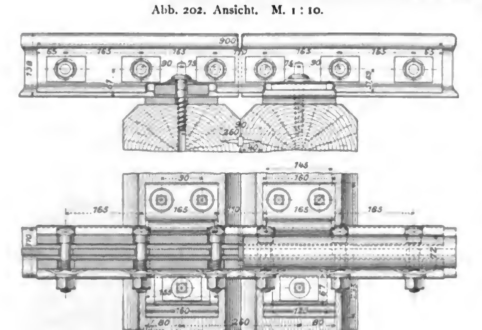
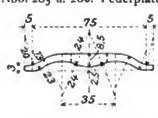


Abb. 203. Grundriß. M. 1 : 10.

Abb. 205 u. 206. Federplatte.



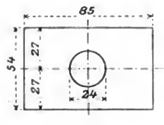


Abb. 204. Querschnitt. M. 1 : 4.

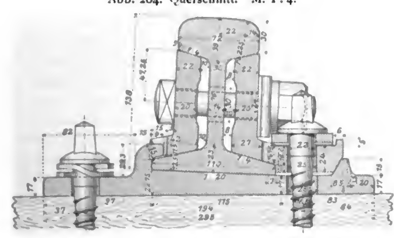


Abb. 207 u. 208. Federring.

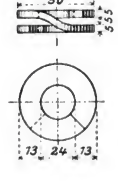


Abb. 209 bis 212. Schienenstoß des Oberbaues 15^{c} E.

Abb. 209. Ansicht. M. 1 : 10.

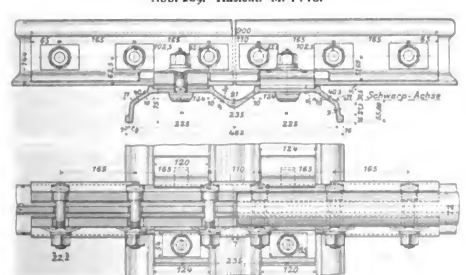


Abb. 210. Grundriß. M. 1 : 10.

Der neue Pr.-H. Stb.-Oberbau 8^d und 15^c (vgl. Abb. 202 bis 212, S. 273) sucht die Vorzüge der schwebenden mit denen des festen Stoßes zu verbinden bei Anwendung des stumpfen Stoßes.

Die Schienenenden sind, jedes Ende für sich, auf Unterlagsspannplatten mit breiten Haken aufgelagert. Bei der geringen Entfernung der Auflager 260 bzw. 235 mm wird der Überstand der Schienen und damit auch deren Durchbiegung sehr gering.

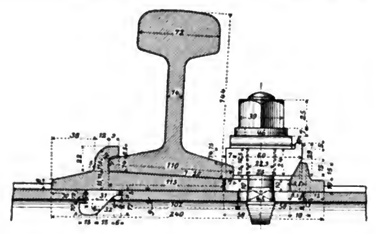


Abb. 211. Schnitt durch eine Mittelschwelle. Form 15^c E. M. 1 : 4.

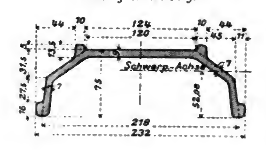
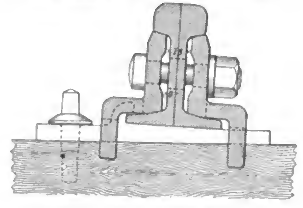


Abb. 212. Querschnitt der Mittelschwelle. Form 15^c E. M. 1 : 5.

4. Der Blattstoß. Der Blattstoß gestattet die Verwendung längerer, bis 15 m langer Schienen. Der schädliche Einfluß der Höhenüberstände der Schienen am Stoß soll unter Vermeidung der Querfuge durch eine Überblattung (Abb. 213 bis 215) von ausreichender Länge gemildert werden, indem sich durch die verlaschten, von der Radlast niedergebogenen Schienenenden, wenigstens in der Mitte der Schienenoberfläche, eine ziemlich stetige, in flachem Winkel eingeschnittene, Lauffläche ergibt. Radreifen, welche nicht scharf an der Außen- und Innenkante der Schiene laufen, werden bei einem Blattstoß stetig übergeführt. Diese Voraussetzung trifft jedoch bei abgenutzten Radreifen nicht immer zu. Die Ergebnisse der ausgedehnten Versuche sind nicht günstig gewesen, da Verbiegungen der Stege nach außen und zahlreiche Brüche im Blatt eintraten. Diese Mängel betreffen die nachstehenden Anordnung a bis c mit schwebendem Stoß mehr oder weniger[124].

Abb. 213.
Rüppel-Kohnscher Dicksteg-Verblattstoß. M. 1 : 5.



a) Der Dicksteg-Verblattstoß. Abb. 213 bis 215 zeigen den Rüppel-Kohnschen Dicksteg-Verblattstoß mit stärkerem (18 mm), in der Mitte geteilten Steg nach den preußischen Mustern. Für Brückenschienen wird die Anordnung von Bedeutung bleiben.

b) Der Blattstoß mit verdrücktem Steg des Bochumer Vereins 1902. Neben dem Dicksteg-Verblattstoß ist der Blattstoß mit verdrücktem Steg versuchsweise im Bezirk Essen auf Schnellzugsstrecken verlegt. Diese Form des Stoffes ermöglicht eine symmetrische Schienenform gegenüber dem Haarmannschen Wechselsteg-Verblattstoß ohne sonst grundsätzlich an seinen Eigentümlichkeiten etwas zu ändern. Die Erfahrung wird zeigen, ob die Behandlung der Schiene beim Herstellen der Verdrückung irgendwelche Nachteile im Gefolge hat.

[124]) Vgl. A. Blum in der Eisenbahntechnik der Gegenwart, II. Bd., II. Abschn.; Bd. I, S. 297.

c) Der HAARMANNsche Wechselsteg-Verblattstoß. Bei der Wechselstegschiene, wie sie bei Straßenbahnen vielfach Verwendung gefunden hat, ist der Steg seine halbe Stärke aus der gemeinschaftlichen Mitte von Kopf und Fuß seitwärts gerückt, so daß

Abb. 214 u. 215. Schienenstoß des Oberbaues 7^d H. E. auf eichenen Schwellen. M. 1 : 10.

Abb. 214. Ansicht.

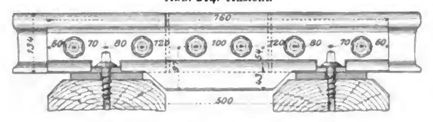
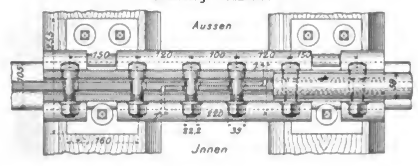


Abb. 215. Grundriß.



am Stoß der gegeneinander um 180° gedrehten Schienen die Stege der Anordnung a, gegenüber ungeschwächt nebeneinander zu liegen kommen. Aber es stoßen so die Schienen mit entgegengesetzten Walzseiten aneinander, was wirkt [125]).

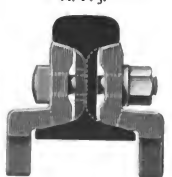


Abb. 216. HAARMANNscher Wechselsteg-Verblattstoß. M. 1 : 5.

d) Der ruhende Blattstoß von BECHERER-KNÜTTEL, zugleich ein Halbstoß, mit Holz- oder breiten Eisenschwellen (Form 15^a E). Die Schienenenden mit dem abgefrästen Kopf und ungeschwächtem Steg sind abgebogen nebeneinander gelegt und reichen von einer Stoßschwelle bis auf die benachbarte (vgl. Abb. 217 bis 220). Beide Schienenenden biegen sich gleichartig durch. Die Versuchsergebnisse sind andauernd nachteilig günstige [125]).

5. Stoßbrücken. Nach amerikanischem Vorgang sind auch in Deutschland Versuche mit einer Auflagerung der Schienenenden auf einer von einer Stoßquerschwelle zur anderen reichende Brücke, d. h. eines I-förmigen Langschwellenstückes. Es sei hier der HAARMANNsche Starkstoßoberbau mit Wechselstegverblattstoß mit Stoßbrücken genannt, welcher die Vorzüge des schwebenden Stoßes mit denen des festen Stoßes zu verbinden sucht und seit 7 Jahren sich bis jetzt auf der stark belasteten Schnellzugsstrecke Hasbergen—Osnabrück bewährt hat. Die Bewegungen der Blattenden der Schienen sind durch die Brücke — die Stoßträger aufgehoben [126]). Ferner ist hier zu erwähnen die durch zwei Brücken gekuppelte, aus einem starken Formeisenblech ausgepreßte Doppelstoßschwelle von BREUER, SCHUMACHER & Co. in Kalk bei Köln. Auch die bayerischen Staatsbahnen haben neuerdings bei ihrem Oberbau Form X Hakenplatten und Unterlags-

[125]) Vgl. A. HAARMANN, Das Eisenbahngeleise, Leipzig 1891, II, S. 220 und »Fünf Jahre Starkstoßoberbau«, Osnabrück 1906 und »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, V. Teil, II. Bd., 2. Aufl., S. 244.

[126]) Zentralbl. d. Bauverw. 1902, S. 157

Spannplatten als Stoßbrücken eingeführt [127] (vgl. Abb. 222 u. 223). Als eine Verbindung einer Stoßbrücke mit einer Auflauflasche kann die MELAUNsche Stoßanordnung bezeichnet werden, die sich im Betriebe der Großen Berliner Straßenbahn bei dichtesten Verkehr schwerer Triebwagen bewährt haben und auch bei der Pr.-H. Stb. versuchsweise eingeführt ist. Der Kopf ist an beiden Schienenenden ausgefräst und die zu einem hutförmigen Schienenstück vereinigten Laschen überdecken Steg und Fuß, stützen sich auf letzteren und seitlich gegen die Ränder der Stoßbrücke [128].

Abb. 217 bis 220. Der ruhende Blattstoß nach BECHERER & KNÜTTEL.
Abb. 217 bis 219. Querschnitte.

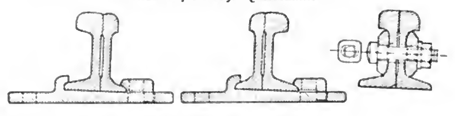


Abb. 220. Grundriß.

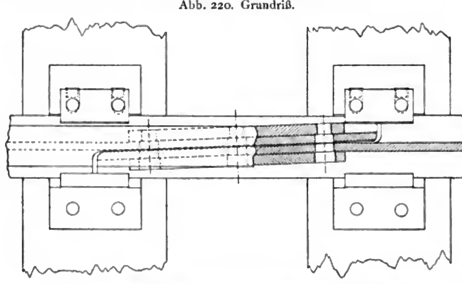


Abb. 221. Auflauflasche.
M. 1 : 5.

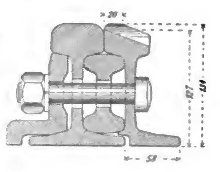
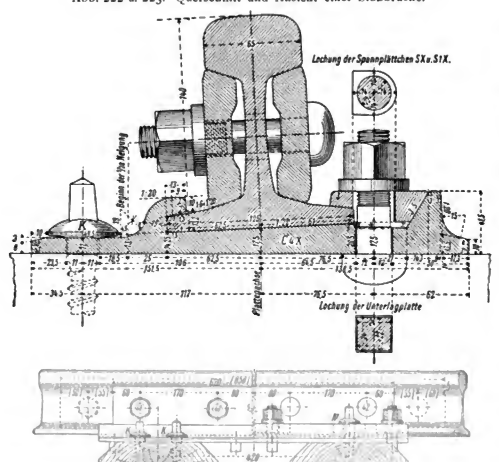


Abb. 222 u. 223. Querschnitt und Ansicht einer Stoßbrücke.



6. Die Auflauflasche. Mit der Verwendung der in Bayern und Sachsen vielfach in Gebrauch be-

[127]) M. BUHLE, Das Eisenb.-Verkehrswesen auf der Düsseldorfer Ausstellung 1902. Berlin 1903, S. 11, Abb. 67 u. 68. — Wegen der bayer. Stoßbrücken vgl. HEUSINGERS Eisenbahnkalender 1908, IV, S. 72 und Taf. VI, woher die Abb. 222 u. 223 entnommen sind, sowie »Handb. d. Ing.-Wissenschaften«, V. Teil, 2. Abschn., Oberbau, S. 187.

[128]) Vgl. Eisenbahntechnik der Gegenwart, II. Bd., 2. Aufl., 2. Abschn., S. 305 mit Abbild.

findlichen, an der Außenseite der Schienen angeordneten Auflauflaschen (Abb. 221), welche die Schienen an der Stoßstelle entlasten sollen, hat man bei den Pr. Stb.[129] keine guten Erfahrungen gemacht. Es ist nicht möglich, ein unbedingtes Zusammenpassen der Fahrfläche der Auflauflasche mit den ganz verschieden abgenutzten Radreifen herbeizuführen.

7. Die Übergangslaschen. Oft ergibt sich an einer bestimmten Stelle ein Wechsel der Oberbauanordnung und des Schienenquerschnitts, namentlich zwischen neueren oder schwereren und älteren oder leichteren Oberbauanordnungen auf der freien Strecke, so z. B. vor Brücken oder Wegübergängen, auf denen besondere Schienen, z. B. Form 7 oder 9, verwendet werden; auf Bahnhöfen vor oder hinter Weichen.

Abb. 224 u. 225. Übergangslasche für die Verbindung der Schiene Nr. 10a mit Form 6 u. 7.

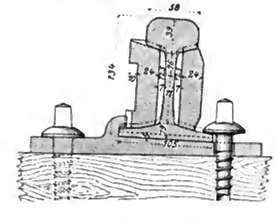


Abb. 224. Querschnitt. M. 1 : 5.

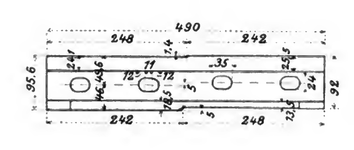


Abb. 225. Ansicht der linken Außenlasche. M. 1 : 8.

Abb. 226 u. 227. Übergangslasche der Schiene Nr. 8 u. 9 zu Nr. 6.



Abb. 226. Wagerechter Schnitt durch die Laschenverbindung. M. 1 : 10.

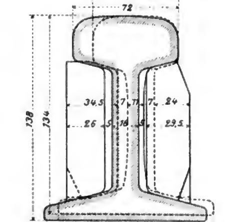


Abb. 227. Querschnitt. M. 1 : 3.

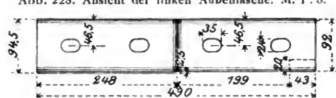


Abb. 228. Ansicht der linken Außenlasche. M. 1 : 8.

Dann wird wegen der Verschiedenheit der Kopfbreite und Kopfhöhe eine Verschiebung der Schienen erforderlich, um eine durchlaufende Fahrkante und Fahrfläche zu erzielen. Man gibt dann den Übergangslaschen (Abb. 224 bis 228), welche der Einfachheit halber aus Flachlaschen hergestellt werden, eine entsprechende Bearbeitung.

Wird der Unterschied der Kopfbreiten an den Übergangsstellen sehr groß, so legt man eine Schiene mittlerer Kopfbreite, z. B. Form 6, ein.

Bei Blattschienenoberbau hat man für die Übergänge besondere, an einem Ende stumpf abgeschnittene Übergangsschienen.

8. Vorkehrungen gegen das Wandern der Schienen. Das Wandern oder Kriechen zeigt sich besonders auf nur in einer Richtung und im Gefälle befahrenen stark belasteten

[129]) A. Goering, Organ für die Fortschritte des Eisenbahnwesens, 1904, S. 81.

Gleisen einer zweigleisigen Strecke, begünstigt durch das Bremsen. Dabei wandern die Schienen ein und desselben Gleises verschieden stark, in der Geraden sowohl als im Bogen, hier je nach dem Verhältnis der Größe der Überhöhung zu der Zahl und Gattungen der verkehrenden Züge. Vgl. S. 253 und Handb. d. Ing.-Wissensch., Teil V, Bd. II, 2. Aufl., Kap. II, S. 208 f. Die Längsverschiebung der Schienen auf den Schwellen

Abb. 229 u. 230. Stemmlasche. M. 1 : 15.

Abb. 229. Ansicht. Abb. 230. Grundriß.

wird sowohl bei Holzschwellen als auch beim eisernen Oberbau teilweise durch die Laschen verhindert, welche sich gegen die Hakenplatten legen und beide Stoßschwellen in Anspruch nehmen, sowie durch die 760 bis 800 mm lange **Stemmlaschen** (Abb. 229 u. 230), welche je nach der Beanspruchung des Gleises an 2 oder mehr Stellen auf der Außenseite jeder Schiene zwischen zwei Mittelschwellen angebracht sind. Mindestens werden die Stemmlaschen angebracht zwischen der 3ten und 4ten Schwelle von den Stößen ab gerechnet. Die bayerischen Stb. verwenden an Stelle von kurzen Laschenstücken, sog. **Wanderstützen** für diesen Zweck jetzt 265 mm lange, auf beiden Seiten der Schienen über einer bzw. zwei Schwellen auf einer Schiene längs angebrachte, mit zwei Schrauben befestigte Stemmlaschen. HAARMANN[130]) ordnet bei seinem Starkstoßoberbau Stemmstühle und Stemmplatten an. Letztere sind bei dem Württemb. Stb. eingeführt. Die DORPMÜLLERsche, an dem Schienenfuß anzubringende, sich mit einem Keil gegen die Unterlagsplatte stemmende **Keilverschlußklemme**[131]) hat sich als gutes Mittel gegen das Wandern erwiesen. Ihre Anordnung geht aus der Abb. 231 bis 233 hervor.

Abb. 231 bis 233. Keilverschlußklemme.

Nach der Woch.-Schr. f. d. die Bahnmeister 1907, S. 690 ist neuerdings eine einfachere zweiteilige Anordnung der Klemme von DORPMÜLLER hergestellt, die nur aus einem Winkel mit umgebogenen wagerechten Schenkel und einem Keil besteht.

Bei dem Pr.-H. Oberbau 8^d und 15^c sind bei den 15 m langen Schienen 6 Klemmen an den 6 mittleren Schwellen vorgesehen und keine Stemmlaschen. Bei den Reichseisenbahnen werden die beim Wandern auftretenden Längskräfte unmittelbar durch besondere Z-Laschenwinkel auf die Schwelle übertragen[132]).

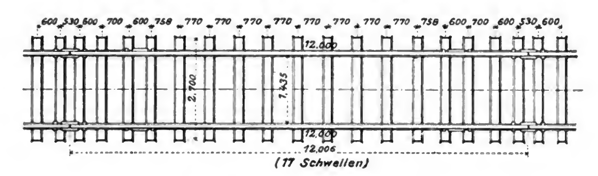
[130]) Siehe Anm. 125. S. 275.

[131]) Vgl. Wochenschr. f. d. deutschen Bahnmeister 1904, S. 527.

[132]) S. »Handb. d. Ing.-Wissensch.« a. a. O., S. 212 mit Abb.

9. Die Schwellenteilung[133]. Die Schwellenteilung geht von der Stoßverbindung aus. Die Entfernung der Stoßschwellen, welche möglichst klein genommen wird, jedoch durch die Rücksicht auf das Stopfen begrenzt ist, beträgt bei dem preußischen Oberbau 500 bis 540 mm, soweit nicht, wie bei Form 8^d und 15^c H gekuppelte oder Doppelschwellen angewendet sind. Nach MARGGRAFF[134] ergab das einseitige Unterstopfen

Abb. 234. Schwellenteilung für Oberbau 8^b E (bei Hauptbahnen).



näher (auf 400 mm) gerückter Stoßschwellen keine Übelstände. Die größte Entfernung der Schwellen wechselt bei den Oberbauanordnungen der Pr.-H. Stb. nunmehr zwischen 600 mm bei Form 8^d und 15^c, (vgl. Abb. 235), 773 bei Form 6^e, 770 bei 8^b (vgl. Abb. 234), 670 mm bei 15^a und 16^a, und 1000 mm bei 10^a und 11^a. Bei Haupt- bzw. Nebenbahnen wechselt die Schwellenzahl auf 12 m Schienenlänge zwischen der geringsten

Abb. 235. Schwellenteilung für Oberbau 15^c.

zulässigen von 17 bzw. 13 und 19 bzw. 14, bei 15 m zwischen 21 und 24 (Oberbau 7^d, 8^d, 9^d, 15^a, 15^c und 16^a) und beträgt 28 bei 18 m Schienenlänge. Die Abstände der auf die Stoßschwellen folgenden Schwellen sind größer als die Stoßschwellenentfernung, aber noch kleiner als die regelmäßige Schwellenteilung und bilden einen allmählichen Übergang zu dieser, welche übrigens abgesehen von den Anordnungen 8^d und 15^c noch durch die Anordnung der Stemmlaschen mit einer Schwellenentfernung von 600 bis 620 mm unterbrochen wird (vgl. Abb. 234).

Die Stoßschwellenteilung des Oberbaues 10^a H für Nebenbahnen bei 13 Schwellen ist $\frac{1}{2} \cdot 530 + 738 + 10 \times 1000 + 738 + \frac{1}{2} \cdot 530$.

In Krümmungen von 500 m Halbmesser und darunter wird zweckmäßig die Schwellenzahl um eine vergrößert.

§ 24. Die Oberbauanordnungen der Pr.-H. Stb. sind nach drei Gruppen eingeteilt, welche verschiedenen Verwendungszwecken angepaßt und in nachstehender Zusammenstellung Tabelle VI im wesentlichen gekennzeichnet sind.

[133] Vgl. die Zusammenstellung im O. B. S. 15.

[134] Das Eisenbahngeleise, München 1902, S. 60.

Tab. VI. Die Oberbauanordnungen der Pr.-H. Stb.

1 Gruppe		2 Schiene Nr.	3 Anordnung auf Schwellen	4 Länge	5 Ganze Höhe	6 Kopf Höhe	6 Kopf Breite	7 Stegstärke	8 Fußbreite	9 Querschnitt	10 Gewicht für 1 m kg	11 Trägheitsmoment	12 Widerstandsmoment	13 Laschen-Schrauben	14 Stoßart
										qmm		cm⁴	cm³		
I	Hauptbahnen	6^e	HE, HK, E	12	134	31,75/39	58	11	105	4253	33,40	1037	154		Stumpf
	Hauptbahnen	7^d	HE, HK, E	15	134	31,75/39	58	18	105	4744	37,24	1063	157	6	Blatt
	Hauptbahnen	7^e	HE, HK, E	18	134	31,75/39	58	18	105	4744	37,24	1063	157		Stumpf
II	Hauptbahnen	8^b	HE, HK, E	12	138	30/39	72	14	110	5230	41,00	1352	193		Stumpf
	Hauptbahnen	8^d	H	15											Stumpf gek.
	Hauptbahnen	9^d	HE, HK, E	15	138	30/39	72	18	110	5532	43,43	1363	197	6	Blatt
	Hauptbahnen	9^e	HE, HK, E	18	138	30/39	72	18	110	5532	43,43	1363	197		Stumpf
IIa	Hauptbahnen	15^a	HK, 1905	15	144	43,5/34,5	72	14	110	5739	45,05	1583	217	6	Stumpf
	Hauptbahnen	15^c	H, E, 1907	12											Stumpf gek. Dopp.-Schwell.
	Hauptbahnen	16^a	E, 1905	15/12	144	43,5/34,5	72	18	110	6024	47,28	1598	220		Blatt
III	Neb.-B.	10^a	H, E	12	129	25,75/33	58	11	105	3970	31,16	917	138	4	Stumpf
	Neb.-B.	11^a	H, E	12	115	25,75/34	58	10	100	3509	27,55	641	112		Stumpf

Bei allen Anordnungen ist der Querschwellenoberbau in der Weise ausgebildet, daß bei Holz- und Eisenschwellen die Schiene selbst (vgl. Abb. 192, 236 bis 239) und deren Laschenverbindungen unverändert bleiben. Je nach der Art der Querschwellen, der Schienen sowie der Schienenbefestigung, sind neun Anordnungen der Gruppen I, zehn der

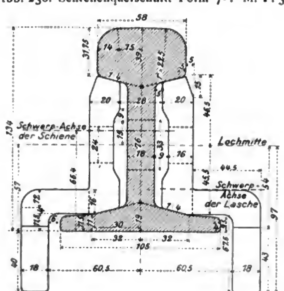


Abb. 236. Schienenquerschnitt Form 7^d. M. 1 : 3.

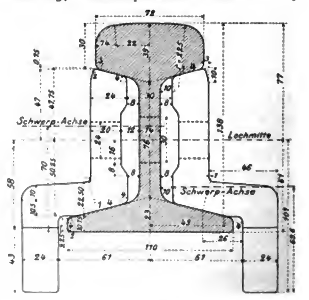


Abb. 237. Schienenquerschnitt Form 8^b. M. 1 : 3.

Gruppe II, und je vier der Gruppe II^a und III eingeführt. Gruppe I, II und II^a sind für Hauptbahnen, Gruppe I mit den leichten Schienen für solche ohne Schnellzugsverkehr bestimmt, letztere kann aber auch unter günstigen Verhältnissen, also bei gutem Untergrund und guter Bettung, sowie bei einer größeren Schwellenzahl für die Schienenlänge auch für Schnellzugsstrecken Verwendung finden.

Die Schienen werden auf hölzernen (H), und zwar auf eichenen oder buchenen (H E), kiefernen (H K), sowie auf eisernen (E) Querschwellen verlegt und es wird hiernach die Oberbauanordnung z. B. mit Schiene 6^e durch 6^e H E, 6^e H K und 6^e E bezeichnet. Die Schienenbefestigungsmittel S. 264 und 265 sind bei den Hart- und Weichholzschwellen verschieden. Dagegen ist dies bei Gruppe III nicht der Fall, dementsprechend findet sich dort nur die Bezeichnung 10^a H, 10^a E.

Abb. 238. Schienenquerschnitt Form 15^c. M. 1 : 3.

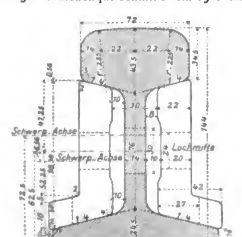
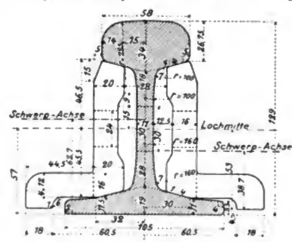


Abb. 239. Schienenquerschnitt Form 10^a. M. 1 : 3.



Der Oberbau der Gruppe II findet Verwendung:

1. für Linien mit erheblichem Schnellzugsverkehr in der Form 8^b und 8^d; daneben auf Brücken und in Wegen die Form 9^d und 9^e;
2. für Linien mit schweren oder schnellfahrenden Zügen bei dichter Zugfolge in Form 9^d und Form 15^a, 15^c bzw. 16^a.

Die Gruppe III ist für Nebenbahnen bestimmt, und zwar Form 10^a für Nebenbahnen mit stärkerer Belastung; Form 11^b mit lotrecht stehenden Schienen für untergeordnete Nebenbahnen bei einem Raddruck von < 6 t. Die Schwellenlänge ist bei Gruppe III kürzer, nur 2,5 m gegen 2,7 m bei Gruppe I und II.

Der Oberbau 7^d und 9^d mit 15 m langen Blattstoßschienen wird vorzugsweise auf Brücken verwendet, um Stoß und Geräusch zu vermeiden, und auch bei gemauertem Unterbau. Beim Blattstoß 7^d und 9^d beträgt die nutzbare Schienenlänge 15 m, die wirkliche 15,22 m.

Die Länge von 18 m Form 7^e und 9^e kommen in Tunneln zur Verwendung[135]).

§ 25. Die Bettung. Die Sohle der durchlässigen Bettung, das Planum, ist zugleich Oberfläche des tragenden Erdkörpers (vgl. Abb. 29 bis 31, S. 175) und wird der Entwässerung wegen auf beiden Seiten abgedacht. In scharfen Krümmungen gibt man dem Planum, um eine gleichmäßige Bettungshöhe zu erhalten, eine einseitige Entwässerung vgl. Abb. 240 auch Abb. 244, S. 282 u. 284.

In schlecht zu entwässernden Einschnitten, z. B. in fettem Ton, auch bei Aufträgen aus dem gleichen Stoff verstärkt man die Bettung, indem man das Planum tiefer legt und durchlässigen Boden aufträgt (Abb. 241 u. 242)[136]).

[135]) Vgl. Anm. 138 auf S. 283.

[136]) Vgl. Riemann, »Sicherung des Gleises bei tonigem Untergrunde« im Zentralbl. d. Bauverw. 1903, S. 45 u. 46, dem die Abb. 241 u. 242 entnommen sind.

Die Anordnung nach Abb. 242 mit der Entwässerung nach der Mitte des Planums, die SCHUBERT unter solchen Verhältnissen empfiehlt, und die Ableitung des Wassers durch unterirdische Rohre hat sich als zuverlässig erwiesen.

Durch diese Anordnungen erreicht man, daß die Bettungshöhe, wie nach SCHUBERT erforderlich, gleich dem lichten Schwellenabstand + 20 cm, d. i. der gewöhnlichen Bettungsstärke unter Schwellenunterkante (vgl. S. 176) wird; in Abb. 242: 86 cm unter dem Schwellenkopf[137].

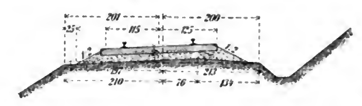


Abb. 240. Einseitige Entwässerung in Krümmungen. M. 1 : 100.

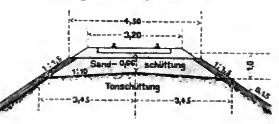


Abb. 241. Entwässerung des Planums bei tonigem Auftrag. M. 1 : 16.

Die Bettung hat den Druck der rollenden Last auf den Unterbau zu übertragen und den Oberbau trocken zu halten. Sie muß daher aus frostsicheren, durchlässigen und genügend widerstandsfähigen, festen und harten Stoffen hergestellt werden, die auch eine hinreichende Reibung zwischen den einzelnen Teilen haben und ein Wiederanheben — Stopfen — der während des Betriebs sich senkenden Schienenunterlagen gestatten.

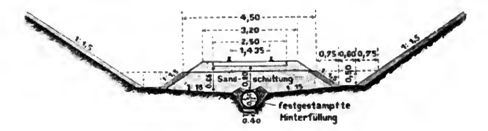


Abb. 242. Entwässerung des Planums in tonigen, nassen Einschnitten. M. 1 : 16.

Der obere Teil der Bettung dient hauptsächlich letzterem Zweck, der untere Teil der Druckübertragung auf den Unterbau. Den oberen Teil stellt man am besten aus hartem Kleinschlag oder Kies, den untern aus denselben Stoffen, oder besser aus Packlage, im äußersten Notfall aus Sandschüttung her. Zwischen den Schwellen kann feinerer Baustoff verwendet werden, der aber nicht Staub werden darf und beim Stopfen beseitigt werden muß.

Der Kleinschlag besitzt die größte Widerstandsfähigkeit hinsichtlich der Erhaltung der Gleislage und ist am günstigsten im Verbrauch an Bettungsstoff. Dagegen befährt sich eine Kiesbettung elastischer.

Eine Überdeckung der Schwellen mit Bettungsstoff, wie in Abb. 30, S. 175 dargestellt, ist auch bei Holzschwellen nicht unbedingt erforderlich, jedenfalls sollten aber besonders bei Verwendung von Kies die Befestigungsteile und die Schienen frei bleiben. Die Anwendung der HAARMANNschen Hakenplatten bei dem eisernen Oberbau gestattet ein vollständiges Verfüllen auf der Außenseite der Schienen. Ein gutes Verfüllen vor den Schwellenköpfen ist wichtig. Bei Schmalspurbahnen erscheint es zulässig, zur Ersparnis an Bettungsstoff die Zwischenräume zwischen den Schwellen nicht vollständig

[137]) Vgl. SCHUBERT, Zeitschr. f. Bauw. 1889, S. 571 u. 1891.

auszufüllen. Siehe auch die weitgehende Einschränkung des Bettungsquerschnitts von Nebenbahnen im Direktionsbezirk Erfurt (vgl. Abb. 240, S. 282).

Kleinschlag aus wetterbeständigem Hartgestein, Basalt, Diorit, Grauwacke usf., ist der beste. Gleichmäßiges Korn ist wegen des Stopfens und der Druckverteilung erwünscht. Die Korngröße soll 3 bis 4 cm, nicht über 5 cm nach der Seitenlänge betragen, da sonst das Gleis unruhig liegt. Der mit Handarbeit hergestellte Kleinschlag gilt im allgemeinen für besser als der billigere, mittels Steinbrechmaschinen hergestellte, dessen Brauchbarkeit wesentlich von der verwendeten Gesteinsart abhängt.

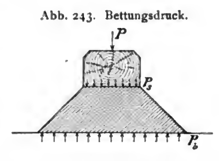
Auch Kleinschlag aus gut getemperter kalk- und schwefelfreier Hochofenschlacke ist brauchbar. Sand und namentlich sandiger Grubenkies sind wegen der tonigen und lehmigen Beimischungen und der infolgedessen auftretenden schlechten Entwässerung und Staubbildung minderwertig. Flußkies ist zwar brauchbar, liegt aber anfangs unruhig wegen der geringen Reibung zwischen den einzelnen Teilen.

Die Größe und Gestaltung der Auflagerflächen der Schienenunterlagen beeinflussen aber auch das Verhalten der Bettung und bedingen deren Beschaffenheit. Je stärker die Betriebsbelastung, desto bessere Bettung ist erforderlich.

Da die Bettung kein starrer, unnachgiebiger Körper ist, erleidet sie unter den Betriebslasten elastische, aber auch bleibende Formänderungen, die von der Beschaffenheit und Stärke der Bettung und der Nachgiebigkeit des Untergrunds abhängen.

Man hat nun für das Verhalten der verschiedenen Bettungsstoffe bei verschiedenen Untergrundsverhältnissen auf Grund von Versuchen bei den Reichseisenbahnen sog. Bettungsziffern aufgestellt (vgl. § 21, S. 258), welche den Wert der Bettung darstellen.

Abb. 243. Bettungsdruck.



Wenn man den Bettungsdruck p_s (Abb. 243), d. i. den von der Bettung auf die Flächeneinheit der Schienenunterlagen ausgeübten Gegendruck nach WINKLER im Verhältnis zur Senkung y der Schienenunterstützungen annimmt, so ist $p_s = C \cdot y$, wobei der Erfahrungswert C die Bettungsziffer genannt wird. Setzt man die Einsenkung $y = 1$, so wird der Bettungsdruck $p = C$ kg/qcm, d. h. die Bettungsziffer ist der auf das qcm wirkende Druck, der eine Stützensenkung von 1 cm hervorruft.

Nach den Versuchen der Reichseisenbahnen ergaben sich bei trockner Witterung und bei alter Bettung folgende Werte für die Bettungsziffer: für Kies auf leichtem Lehmboden ohne Packlage $C = 3{,}0$, desgl. auf schwerem Lehm $C = 7{,}0$, für Kleinschlag ohne Packlage auf festem Damm $C = 6{,}5$, für Kleinschlag mit Packlage auf festem Damm $C = 15{,}0$. Der Wert der Packlage ist hierdurch deutlich gekennzeichnet[138]).

Der Bedarf an Bettungsstoff beträgt bei 0,4 m mittlerer Bettungsstärke für eingleisige Bahnen durchschnittlich 2 cbm/m, für zweigleisige Bahnen 3 bis 4 cbm/m und für Nebenbahnen 1,3 bis 1,5 cbm/m.

Der Oberbau der Schmalspurbahnen wird nach den gleichen Grundsätzen wie bei den Vollbahnen angeordnet, aber unter Berücksichtigung der im einzelnen Falle vorliegenden besonderen Verhältnisse. Die Beanspruchung des Schmalspurgleises ist verhältnismäßig ungünstiger als bei der Vollspur. Der Oberbau soll tunlichst kräftig gehalten werden, um die Unterhaltung zu vereinfachen. Es wird vorwiegend hölzerner Querschwellenoberbau, in den Tropen eiserner Querschwellenoberbau verwendet.

---

[138]) Die Versuchsanstalt der Pr.-H. Stb. in Oranienburg bei Berlin bezweckt das Verhalten von den Schienen und Stoßverbindungen, sowie von verschiedenen Bettungsstoffen und Schwellenformen und ihren Einfluß auf die Gleiserhaltung im Betriebe zu beobachten.

Die Abmessungen der Schwellen betragen bei einer Spur von:

Spur:	Länge:	Breite:	Höhe:
1,00 m	1,75 m	0,20 m	0,15 m
0,75 m	1,50 m	0,20 m	0,14 m
0,60 m	1,30 m	0,20 m	0,13 m

Die Bettungsstärke vgl. S. 176. Die Bettung soll die Schwelle 10 bis 20 cm seitlich überragen. Das Schienengewicht, das nach dem preußischen Kleinbahngesetz > 9,5 kg/m betragen soll, wechselt zwischen 15 und 20 kg/m. Das Gewicht der eisernen 1,3 m langen Schwellen der westfälischen Wallückebahn, bei welcher von der Schrägstellung der Schienen und der Kegelform der Räder Abstand genommen wurde, ist 18,34 kg.

III. Das Verlegen, Unterhalten und Veranschlagen des Oberbaues.

§ 26. Das Verlegen des Oberbaues.

a) Das Verpfählen der Achse. Vor dem Verlegen des Gleises wird nach Fertigstellung des Unterbaues und Aufbringen der Bettung bis etwa 5 cm unter Schwellenunterkante die Achse des Gleises durch Abpfählen einer mit dieser in einem Abstande von 2 m gleichlaufenden Linie festgelegt. Der Abstand dieser Pfähle voneinander beträgt in der Geraden 100 m, in den Bogen entsprechend weniger. Jeder planmäßige Kreisbogenanfangs- und Endpunkt, die Enden jedes Übergangs- und Ausrundungsbogens und jeder Neigungsbrechpunkt werden verpfählt.

Abb. 244. Verpfählung der Bahnachse. M. 1 : 50.

Die Köpfe dieser Pfähle (Abb. 244) werden genau einnivelliert und erhalten in einer genauen Entfernung von 2,0 m von der Gleismitte einen Sägeschnitt. Durch Einschneiden in der Geraden eines, oder in Bogen von zwei wagerechten Absätzen werden an den Pfählen die Höhen der Schienenoberkanten angegeben. Auf Dämmen hat man des etwa noch zu erwartenden Setzens halber die Einschnitte durch öfters nachzuprüfende Nägel ersetzt.

b) Die Anlieferung und Verlegung der Oberbauteile erfolgt bei einem Neubau in der Regel auf dem Anschlußbahnhofe. Bei dem Abladen der Schienen und eisernen Schwellen ist ein Abwerfen derselben zu vermeiden[139]. Holzschwellen können abgeworfen werden. Sowohl Schienen als Holz- und Eisenschwellen sind luftig aufzustapeln. Das Kleineisenzeug ist vor Rosten zu schützen.

[139] Vgl. die DAHMsche Abladevorrichtung in der Wochenschrift für deutsche Bahnmeister 1904, S. 399.

Bei Anforderung der Oberbauteile hat man die durch den Wechsel der Oberbauanordnungen z. B. auf Brücken und Wegübergängen, und die durch den Übergang zu denselben hervorgerufenen Verschiedenheiten (z. B. Übergangslaschen) zu beachten.

c) Das Vorstrecken des Gleises geschieht mittels eines Arbeitszuges, der so weit an die Arbeitsstelle herangedrückt wird, als es der Zustand des Gleises zuläßt. Die schiebende Lokomotive steht hinten, auf diese folgt der Pack-, bzw. Mannschaftswagen, dann einige Wagen mit Bettungsstoff, darauf folgen Wagen mit so viel Schwellen, als zu den an der Spitze des Zuges voranlaufenden ein bis zwei Wagen mit Schienen gehören. Das Kleineisenzeug wird entweder mit auf den Schienenwagen geladen, oder der hierzu erforderliche Wagen kommt zwischen den Schwellen- und Bettungswagen zu stehen.

Die vor der Haltestelle des Arbeitszuges liegende Strecke muß für beladene Eisenbahnwagen schon fahrbar sein, so daß erforderlichenfalls die mit Gestängeteilen beladenen Wagen losgekuppelt und weiter nach vorn bewegt werden können. Die folgende Strecke vor Kopf läßt jedoch nur die Bewegung beladener Bahnmeisterwagen zu. Das Entladen der Schienen usf. erfolgt entweder vor Kopf über Rollwagen oder seitlich neben oder zwischen dem Gleis, um mittels Rollwagen nach vorn befördert zu werden.

Das Abladen der Bettungsstoffe hat in der Regel über die Kopfbretter, nicht über die Seitenbretter zu erfolgen.

d) Der Vorgang beim Verlegen ist nun folgender (vgl. die Anweisung im Oberbaubuch [O. B.] der Pr.-H. Stb. von 1902, S. 25):

1. Auf der annähernd bis Schwellenunterkante fertiggestellten Unterbettung erfolgt das Auslegen der Schwellen nach Stichmaß mittels des hierfür gebrauchten Bandmaßes (Abb. 245)[140]).

Abb. 245. Bandmaß zum Verteilen der Schwellen.

2. Auf den Schwellen werden die Unterlagsplatten verteilt, bei eisernen eingesteckt, bei hölzernen können die Hakenplatten schon vor dem Verteilen der Schwellen durch die äußern, den Schienenfuß nicht fassenden Schwellenschrauben auf den Holzschwellen festgeschraubt werden. (Vgl. das Vorbohren der Schwellen weiter unten.)
3. Das Auflegen der gegebenenfalls schon mit Stemmlaschen versehenen Schienen; in Bogen sind die Ausgleichsschienen zu berücksichtigen.
4. Das Anbringen der Laschen und der sog. Stoßlückenbleche. Ein Paar der vier oder sechs Laschenbolzen wird lose eingezogen.
5. Das Verschrauben, unter Umständen Nageln zunächst der Stoß-, dann der Mittelschwellen des einen, genau einzufluchtenden Stranges, dann Verschrauben bzw. Vernageln des zweiten Stranges unter Anwendung des Spurmaßes.
6. Vorläufiges Unterstopfen zunächst der Stoß-, dann der Mittelschwellen. Anwuchten dieser auf richtige Höhe und Ausrichten der Lage.
7. Einziehen der fehlenden Laschenbolzen; festes Anschrauben aller Bolzen und Nachstopfen.
8. Nach längerem Befahren Verfüllen mit Bettungsstoff.

Bei eisernem Querschwellenoberbau ist der Vorgang ähnlich, nur daß sich die vorgeschriebene Spurweite und Spurerweiterung von selbst ergibt.

[140]) Die Abb. 245, 246, 249 bis 255 u. 262 bis 267 sind dem »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, Bd. V, Kap. V: »Ausführung und Unterhaltung des Oberbaues«, bearbeitet von Generaldirektor Hermann Rosche, entnommen.

Das Bohren der Holzschwellen.

Bei Holzschwellenoberbau werden die Löcher für die Schwellenschrauben vor Beginn des Verlegens nach einer verstellbaren Schwellenlehre (vgl. O. B., Anlage 7, S. 2), welche nach einem Stück Probegleis eingestellt wird, vorgebohrt. Man bohrt die Löcher im Hartholz (Eichen und Buchen) um 1 mm weiter, im Weichholz (Kiefern) 1 mm enger, als der Kerndurchmesser der Schwellenschrauben beträgt. Die Schwellenschrauben werden vor dem Eindrehen (Einschlagen ist unzulässig) geteert.

Beim Verlegen legt man die Schienen mit dem Walzzeichen nicht mehr nach dem Gleisinnern, sondern nach derselben Seite, um ein sonst erforderliches Drehen der Schiene zu vermeiden, da die Schienen in der Niederlage alle gleichmäßig aufgestapelt werden. Bei altbrauchbaren Schienen kommen die besterhaltenen Fahrkanten nach innen.

Abb. 246. Schienentragzange. M. 1 : 20.

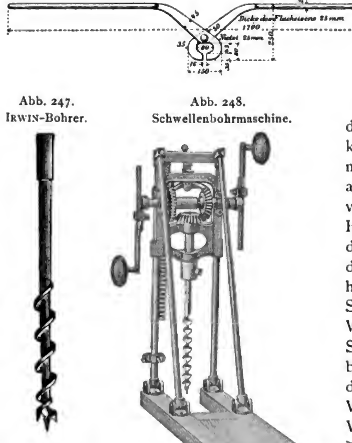


Abb. 247. IRWIN-Bohrer.

Abb. 248. Schwellenbohrmaschine.

Vor dem Auflegen der Schienen wird die Schwellenteilung auf der Fahrfläche der Schienen mit Kreide bezeichnet. Man legt die Schienen nicht unmittelbar auf die Querschwellen oder die Unterlagsplatten, sondern auf zwischen die Schwellen einzubringende höhere Holzklötze, und zwar so hoch, daß die Schwellen mit den auf ihnen befestigten Hakenplatten an den Schienen angehängt und so leichter verschoben und verlascht werden können. Hölzerne oder auch eiserne Spreizen [141] dienen dazu, daß der äußere Schienenfuß des zweiten Schienenstranges gut im Hakenhohlraum und die Hakenplatten an den Schwellenschrauben anliegen. Auf diese Weise wird eine genaue Herstellung der Spur erleichtert. Beim Anschluß an das bestehende Gleis, oft auch beim Wechsel der Oberbauanordnung, z. B. vor den Weichen der Bahnhöfe, vor Brücken, Wegübergängen usf., werden Paßstücke $>$ 3,0 bis 4,0 m (vgl. § 27 am Schluß) erforderlich, die mittels tragbarer Schienensägen [142] herzustellen sind.

e) Die Obergaugeräte sind im wesentlichen folgende:

1. Die Schienenzange zum Tragen der Schienen (Abb. 246).
2. Der Bohrer, sog. IRWINbohrer (Abb. 247) [143], als Handbohrer oder Handschnell-Bohrmaschine (Abb. 248), auch als mehrspindlige Schwellenbohrmaschine (System NITSCHMANN).
3. Die verstellbare Schwellenlehre zum Bohren der Holzschwellen (s. O. B.).
4. Der Wuchtebaum zum Anheben der Schwellen beim Stopfen (Abb. 249).

[141] Vgl. Wochenschrift für deutsche Bahnmeister, 1904.

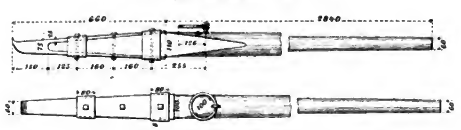
[142] Z. B. der von HANISCH & Co. in Berlin gelieferten.

[143] Die Abb. 247, 248 u. 268 bis 270 sind der »Eisenbahntechnik der Gegenwart«, Wiesbaden 1901, Bd. III, 1. Hälfte, entnommen.

5. Das **Richteisen**, eine 0,8 m lange, 3 cm starke runde, am einen Ende zugeschärfte Eisenstange (s. O. B. Anlage 7, S. 3).

6. **Nagel- und Setzhammer.** Für das anfängliche Eintreiben der Schwellenschrauben vor dem Einschrauben wird zweckmäßig ein hölzerner Hammer benutzt.

Abb. 249. Wuchtebaum. M. 1 : 20.



7. **Schienennagelzange, Nagelklaue** oder der **Geißfuß** zum Ausziehen der Nägel (Abb. 250).

Abb. 250. Geißfuß. M. 1 : 10.

8. Die **Stopfhacke** zum Antreiben der Bettung unter der Schwelle (Abb. 251 für Holzschwellen u. Abb. 252 für eiserne Schwellen geeignet).

9. Der **Laschenschlüssel**[144], der einfache zum erstmaligen Anziehen nur 300 mm lang, und der doppelte zum Nachziehen 500 mm lang, ähnlich wie Abb. 253, S. 288).

10. Der **Krückenschlüssel** zum Eindrehen der Schwellenschrauben (Abb. 254, S. 288).

11. **Bohrknarre** zum Bohren von Laschenlöchern.

12. Die **Lehre zum Dechseln** der Holzschwellen und der **Dechsel** (Abb. 255, S. 288).

13. Die **Stoßlückeneisen**, 3, 4, 5 und 6 mm dick für Stumpfstoß (Abb. 256, S. 288) und die winkelförmigen, 5, 6 und 7 mm dick für Blattstoß (s. O. B., Anl. 7, S. 3); dazu die Meßgeräte:

Abb. 251. Stopfhacke für Holzschwellen. M. 1 : 20.

Abb. 252. Stopfhacke für eiserne Schwellen. M. 1 : 20.

1. Das **Spurmaß**, und zwar das **feste** (Abb. 257, S. 289) und das **verstellbare**, z. B. das WESSELsche (Abb. 258 u. 259, S. 289).
2. Das **Richtscheit**, eine **Wasserwage** und die **Überhöhungslehre** (Abb. 260, S. 289.)
3. Das **Bandmaß** zum Verteilen der Schwellen (vgl. Abb. 245, S. 285).
4. **Winkelmaß.**
5. **Fluchttafeln.**

[144]) Vgl. die SCHWANEBERGschen verbesserten Oberbaugeräte, Wochenschr. f. deutsche Bahnmeister 1907, S. 188: Aufsatz- mit Laschenschraubenschlüssel; Steckschlüssel mit Hammer und Mutterschlüssel, Schwellen-, Hebe- und Tragezange.



§ 27. Die Unterhaltung des Oberbaues. Bei der Unterhaltung des Oberbaues hat man zu sorgen für:

1. rechtzeitige Beseitigung aller Mängel an der Befestigung der Schienen, ihrer Verbindung und der Schwellenlage;
2. die Erhaltung der vorschriftsmäßigen Spurweite, Richtung und Höhenlage der Gleise;
3. die rechtzeitige Erneuerung schadhafter und unbrauchbar gewordener Oberbauteile, gegebenenfalls Gleisverstärkung;
4. Instandhaltung und Erneuerung der Bettung und gute Entwässerung.

Die Überwachung des Oberbaues erfolgt:

1. durch regelmäßige Begehung der Strecke durch besondere Wärter;
2. durch die Bahnmeister, welche die Strecke auch regelmäßig zu begehen und auf der Lokomotive zu befahren haben; aushilfsweise können die Rottenführer zur Streckenbegehung herangezogen werden;
3. durch den Vorstand der Betriebsinspektion und seinen Vertreter (Betriebsingenieur).

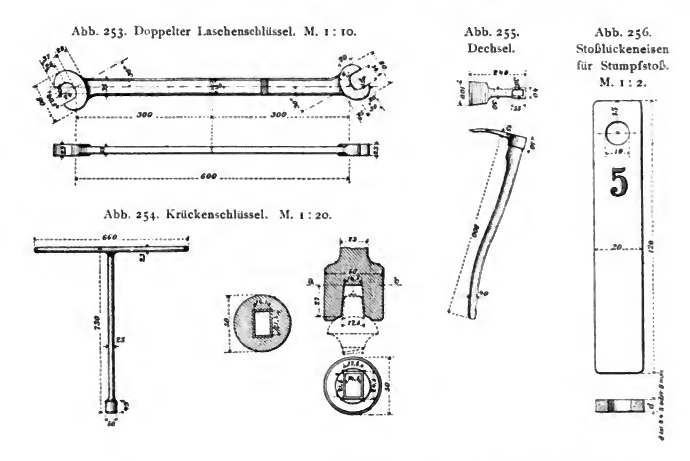


Abb. 253. Doppelter Laschenschlüssel. M. 1 : 10.

Abb. 254. Krückenschlüssel. M. 1 : 20.

Abb. 255. Dechsel.

Abb. 256. Stoßlückeneisen für Stumpfstoß. M. 1 : 2.

Die Prüfung der Spurweite und der richtigen Höhenlage der Schienenstränge gegeneinander geschieht mittels des Spurmaßes (vgl. Abb. 257 bis 259, S. 289), das oft eine Wasserwage trägt, oder mittels Spurmaßes und der Setzlatte mit aufgelegter Wasserwage. Abweichungen von der vorgeschriebenen Spurweite als Folge des Betriebs sind nach der B. O. bis zu 3 mm darunter, und 10 mm darüber zugelassen; wegen der Spurerweiterung und Überhöhung vgl. §§ 18 u. 19. Die Richtung der Gleise wird mit dem Auge, dann aber auch von den seitlichen Festpunkten aus geprüft.

Zur Sicherstellung der Einhaltung der Umgrenzung des lichten Raums, besonders auf Brücken, in Tunneln, unter Überführungen, auch von Telegraphenleitungen, an alten, nahe an das Gleis gerückten, festen Gegenständen, z. B. Masten, Weichenböcken usf., befährt man jedes Gleis zwei bis dreimal jährlich, besonders aber nach

jeder baulichen Änderung mit einer auf einem Rollwagen oder einem Eisenbahnwagen angebrachten Lehre der Umgrenzung[145]).

Die kleineren von einem Manne zu leistenden Unterhaltungsarbeiten werden vom Wärter ausgeführt. Die Ausführung der umfangreicheren Unterhaltungsarbeiten geschieht in der Regel durch von dem Bahnmeister angenommene Arbeiterrotten unter dem Rottenführer, der bei den Pr.-H. Stb. nunmehr auch Beamteneigenschaft wie bei den Reichseisenbahnen erhalten hat, im Tage- bzw. Stundenlohn. Öfters kommt auch Einzelverding, seltener Gesamtverding zur Anwendung.

Abb. 257. Festes Spurmaß. M. 1 : 10.

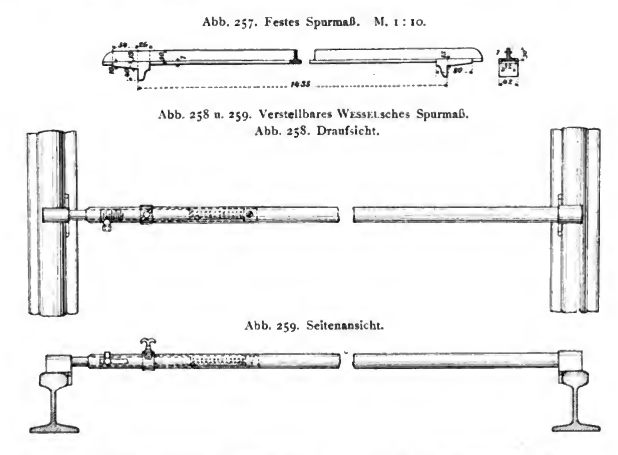


Abb. 258 u. 259. Verstellbares WESSELsches Spurmaß.
Abb. 258. Draufsicht.

Abb. 259. Seitenansicht.

Abb. 260. Überhöhungslehre. M. 1 : 40.

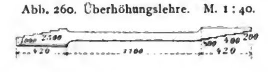
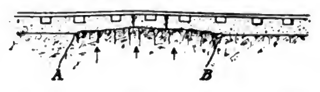


Abb. 261. Frostbeule.



Die Unterhaltungsarbeiten werden auf die verschiedenen Jahreszeiten verteilt, so daß die wichtigsten im Frühjahr und dann im Spätherbst vorgenommen werden. Im Winter ist die Beseitigung der etwa auftretenden Frostbeulen (Abb. 261)[146]) oder Frosthügel erforderlich. Man führt eine teilweise oder eine durchgängige Ausbesserung aus, je nach Erstreckung und Bedeutung der Mängel bei Höhenlage und Richtung des Gleises. Im allgemeinen wird eine Strecke mit starker Belastung jährlich mindestens einmal durchgängig auszubessern sein, bei mittlerer und schwacher Belastung alle 2 bis 3 Jahre neben den erforderlichen teilweisen Ausbesserungen.

Die Ausbesserungsarbeiten bestehen im Heben, Richten und Stopfen des

[145]) Z. B. mittels des Limburger SCHERENBERGschen dreirädrigen Strecken-, Transport- und Revisionswagens.

[146]) Die Abb. 261 ist A. I. SUSEMIHL-SCHUBERT-V. ZABIENSKY, Das Eisenbahn-Bauwesen, 2. Aufl. Wiesbaden 1907, II. Teil, S. 27, entnommen.

Gleises. Das Heben der einzelnen Gleisstöße geschieht mit dem Wuchtebaum (Abb. 249, S. 287) oder einem (z. B. dem Westmeyerschen) Gleisheber.

Vor dem Stopfen wird das Gleis vorläufig ausgerichtet und der undurchlässige Bettungsstoff ausgesiebt oder durch neuen ersetzt. Mehr als 4, höchstens 8 cm darf das Gleis keinenfalls auf einmal gehoben werden. Dabei ist auf eine genügend lange Auslauframpe zu sehen. Gewanderte Schienen werden durch vorsichtiges Zurückstoßen oder besser mit dem Bauer-Lüdersschen Schienenrücker (Görlitz) zurückgeholt (Abb. 262 bis 267, die aber nicht die allerneueste Bauart zeigen).

Bei Sand- und Kiesbettung und Holzschwellen werden zum Stopfen einseitige (Abb. 268), bei Steinschlag und Eisenschwellen zweiseitige Stopfhacken mit Spitzhacke

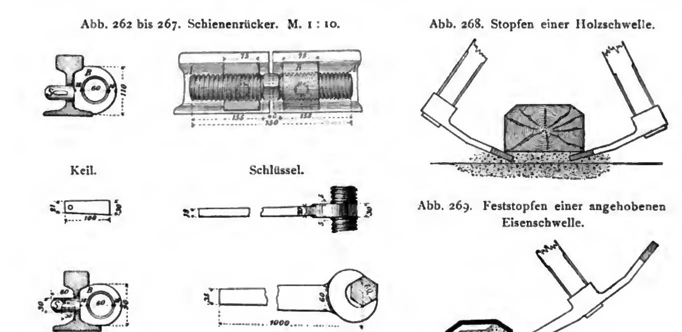


Abb. 262 bis 267. Schienenrücker. M. 1 : 10.

Abb. 268. Stopfen einer Holzschwelle.

Abb. 269. Feststopfen einer angehobenen Eisenschwelle.

verwendet (Abb. 269). Die Schwelle soll an beiden Längsseiten gleichzeitig und wechselseitig von zwei oder vier Mann gestopft werden, und zwar sind die längeren Schwellen (2,7 m) auf ihre ganze Länge gleichmäßig zu stopfen, während die kürzeren in der Mitte lose bleiben. Die Stoßschwellen werden zuletzt gehörig festgestopft. Beim Stopfen ist in starken Gefällen der Steigung entgegen, bei zweigleisigen Eisenbahnen der Fahrrichtung entgegen zu arbeiten.

Ein Senken der Gleise muß durch Fortnahme des Bettungsstoffes unter den Schwellen und Niederrammen mittels hölzerner Rammen auf den Schienenkopf erfolgen. Eine seitliche Verschiebung beim Richten — das Rücken — des Gleises soll durch Angreifen an den Schwellen, nicht an den Schienen, geschehen, nachdem vorher der Bettungsstoff vor den Schwellenköpfen entfernt ist.

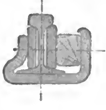
Das Auswechseln der Oberbauteile wird durch deren Abnutzung nötig. Die Auswechselung einzelner Teile muß sorgfältig vorbereitet werden, da nur die Zugpausen zur Verfügung stehen; namentlich sind die Sicherheitsvorschriften bei der Ausführung zu beachten.

Bei der Erhaltung der altbrauchbaren Weichholzschwellen kommt die Anwendung der auf S. 263 genannten Hartholzdübel in Betracht. Die Verdübelung der Schwellen wird jetzt nicht mehr durch Hand, sondern auf maschinellem Wege unter Verwendung von elektrisch angetriebenen Bohr- und Verdübelungsmaschinen der Dübelwerke in Char-

lottenburg ausgeführt[147]). Einzelne Schienen werden bei Brüchen, Längsrissen, größeren Beschädigungen am Kopf u. dgl. ausgewechselt. Die gänzliche Erneuerung der Schienen im Zusammenhang erfolgt nach bestimmten Umbauplänen. Eine Einzelauswechselung in den heißen Tagesstunden, z. B. bei Gleisverwerfungen, ist zu vermeiden, da sonst bei einer plötzlichen Ausdehnung des Gleises die Lücke zu klein wird, um eine vorrätige Schiene einzulegen.

Bei Schienenbrüchen, die meist an den Schienenenden durch die Laschenlöcher gehend erfolgen, wird zunächst ein sog. Notverband (Abb. 270) um- oder ein Schwellenstück untergelegt oder auch die Nachbarschwelle herangeschoben und beide Bruchenden auf der Unterlage befestigt.

Abb. 270. Schienennotverband.



Die Instandhaltung der Bettung macht eine Beseitigung der undurchlässigen Stellen durch Erneuerung der Bettung an diesen Stellen erforderlich, welche an den Schlammbildungen (Suppen) erkennbar werden. Gleichzeitig ist eine Verbesserung der Planumsentwässerung anzustreben. Der neue Bettungsstoff, der meist mit besonderen Arbeitszügen herangeschafft wird, soll auf der Außenseite des Gleises entladen werden.

Eine Gleisverstärkung durch Vermehrung der Schwellenzahl, Näherrücken der Stoßschwellen, Erneuerung des Kleineisenzeugs; Anbringung von Unterlagsplatten, verstärkten Laschen, Stemmlaschen, Einbringen von besserem Bettungsstoff kann oft ein Gleis noch lange betriebsfähig erhalten.

Ein vollständiger Gleisumbau erfolgt bei starkem Verkehr, wenn Schienen oder Schwellen ersatzbedürftig geworden sind; bei geringem Verkehr kommt zuvor Schwellenauswechselung in Frage. Der Umbau erfolgt für Schienen, Schwellen und Bettung:

1. gleichzeitig bei zur Verfügung stehenden größeren Zugpausen von mehr als zwei Stunden auf doppelgleisigen Strecken und bei genügenden Arbeitskräften;
2. zu verschiedener Zeit bei sehr dichter Zugfolge und hölzernen Querschwellen;
3. erfolgt ein Gleisumbau durch vorheriges Zusammenbauen des neuen Gleises und seitliches Einrücken bei kurzen Zugpausen und geringer Arbeiterzahl, und besonders bei eisernem Oberbau.

Beim Anschluß an das bestehende Gleis werden an Stelle von Paßstücken (vgl. S. 286) zweckmäßig tragbare Schradersche Umbauvorrichtungen[148]) verwendet, die nach Art der Schienenauszüge an Brücken oder der Gleisbremsen (vgl. § 43) halbe Herzstücke bilden. Über das Verhalten des Oberbaues in Eisenbahntunnels siehe Wochenschrift für deutsche Bahnmeister 1906, S. 107.

§ 28. Veranschlagen des Oberbaues und Arbeitsleistungen.

Die Herstellungskosten des Oberbaues setzen sich zusammen aus den Kosten der Gleisteile und der Bettung einschließlich Verladen und Befördern derselben von den Niederlagen bis zur Verwendungsstelle, sowie aus den Verlegungskosten.

1. **Der Bettungsstoff.** Der Bedarf beträgt für:

eingleisige Hauptbahnen durchschnittlich . .	2,0 cbm/m;
zweigleisige Bahnen durchschnittlich . . .	3,0 bis 4,0 cbm/m;
bei Nebenbahnen durchschnittlich	1,3 bis 1,5 cbm/m.

[147]) Vgl. Bahnmeister-Wochenschr. 1908, S. 243 u. Organ f. d. Fortschr. d. Eisenbahnw. 1905, S. 9.
[148]) Geliefert von dem Georgs-Marien-Bergwerks- u. Hüttenverein zu Osnabrück.

Die Kosten der Bettung wechseln je nach der Entfernung der Gewinnungsstelle erheblich und können bei eingleisiger Bahn einschließlich der Zufuhr und des Einbringens bei nicht zu ungünstigen Verhältnissen zu 4 bis 20 M. für das cbm angenommen werden. Die Kosten für 1 cbm Bettungsstoff schwanken bei Verwendung von Kies bzw. Steinschlag zwischen 2,5 und 9,0 M. und betrugen im Rechnungsjahr 1906 bei den deutschen Staatsbahnen 2,91 M./cbm.

2. Der Oberbau. Das Eisengewicht für den preußischen Oberbau 6^e HK beträgt 98,96 kg/m Gleis bei 17 Schwellen/12 m; für 8^b E 183,57 kg/m bei 17 Schwellen/12 m; für 8^d H bei 24 Mittelschwellen auf 15 m: 122,88 kg; für 15^a HK 126,69 kg; für 15^c H 131,5 kg; für 15^c E 221,5 kg bei je 24 Mittelschwellen auf 15 m Gleis; für 16^a E 206,92 kg bei 23 Schwellen. Die Kosten des Oberbaues mit der Form 6^e mit 33,4 kg/m schweren Stahlschienen auf 2,7 m langen kiefernen getränkten Querschwellen — 17 Stück für die 12 m lange Schiene — betragen ohne Bettung für das Meter etwa 16,5 M.; mit 41 kg schweren Schienen auf 58,39 kg schweren Flußeisenschwellen — 17 Stück/12 m — 21,9 M.

Nach der »Statistik der im Betriebe befindlichen Eisenbahnen Deutschlands«, Rechnungsjahr 1906, Tab. 9, betrugen die Durchschnittspreise bei den deutschen Staatsbahnen für eine hölzerne Querschwelle (einschl. Weichenschwellen) 4,63 M., für 1 t eiserne Schwellen 109 M., für 1 t Schienen 116 M. und 1 t Kleineisenzeug 165 M. Vgl. Schluß dieses Paragraphen.

3. Die Kosten des Verlegens. Eine Arbeitergruppe von 42 Mann (1 Vorarbeiter. 14 Schienen- und Schwellenverleger, 12 Schraubenanzieher [Nagler], 12 Stopfer und 3 Laschenbefestiger) legt täglich 120 m Holzquerschwellenoberbau[149]).

1 m Holzschwellenoberbau erfordert 0,36 Tagesschichten,
1 m eiserner Oberbau erfordert 0,24 »

Die durchschnittlichen Herstellungskosten des Holz- bzw. Eisenquerschwellenoberbaues für Hauptbahnen betragen etwa 26,5 M. für 1 m Gleis, wovon auf die Gestängebeschaffung 17,5 M., auf die Bettung einschließlich Einbringen 6,0 M., auf das Verladen und Befördern der Gestängeteile 1,0 M. und auf das Verlegen des Oberbaues und das Unterhalten während der Bauzeit 2,10 M. entfallen.

Für allgemeine Überschläge kann man rechnen[150]): für Hauptbahnen mit hölzernem Querschwellenoberbau, mit Bettung für 1 m 24 bis 40 M., mit eisernem Oberbau 27 bis 46 M., für Nebenbahnen mit hölzernen Querschwellen in Kies 18 bis 21 M., für Kleinbahnen bei 1 m Spur 14 M., bei 0,75 m Spur 12 M.

4. Die Kosten der Gleisunterhaltung sind bedingt durch die baulichen Verhältnisse der Strecke, besonders des Oberbaues selbst, die Höhe der Löhne, die Schulung der Arbeiter, die sachgemäße Art der Unterhaltung, durch Klima und Witterung und namentlich durch Betriebsart und Dichtigkeit des Verkehrs. Bei mittleren Verhältnissen kann man die Zahl der für 1 Jahr und 1 km für die Unterhaltung erforderlichen Tagewerke T setzen: $T = k + 30\sqrt{z}$, wenn z die Zahl der täglich über das Gleis rollenden Züge und k eine von der Beschaffenheit des Bahnkörpers und der Bettung abhängige Zahl ist, die zwischen 50 und 100 schwankt.

Die Kosten der Unterhaltung der durchgehenden Gleise mit Ausschluß der Beschaffungskosten für die Schienen, Schwellen und das Kleineisenzeug, sowie der Weichen und Zubehör betrugen für deutsche Verhältnisse im letzten Jahrzehnt des vorigen Jahrhunderts durchschnittlich für 1 Jahr und 1 km rund 450 M. Die Unterhaltungsarbeiten sollen nach einem sorgfältigen Voranschlag ausgeführt werden (bei den Pr.-H. Stb. nach Tit. 8).

[149]) Vgl. auch »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, V. Teil, Bd. II, 2. Aufl., Kap. III, S. 315.

[150]) Georg Osthoff, Kostenberechnungen für Ingenieurbauten. Leipzig 1902, S. 622.

Über Preisansätze für Oberbauarbeiten beim Einzellohn und Verding vgl. Handbuch der Ingenieur-Wissenschaften, V. Teil, Bd. II, 2. Aufl., Kap. III, S. 401 und 402, sowie HEUSINGER-MEYER, Eisenbahn-Techniker-Kalender 1908, Abschnitt VI: H. WEGELE, Unterhaltung des Oberbaues.

Die Berechnung der Gewichte und Kosten des Oberbaues und der Weichen der Pr. Stb. ist von der Direktion Essen 1901 zusammengestellt.

H. Gleisdurchschneidungen und Gleisverbindungen. Die Kreuzungen, Weichen, Drehscheiben und Schiebebühnen.

§ 29. Die Kreuzungen.

1. **Allgemeines.** Eine Kreuzung entsteht bei der vollständigen Durchschneidung zweier in einer Ebene liegenden Gleise. Man unterscheidet:

2. **Rechtwinklige und schiefe Kreuzungen. Gleisverschlingung.** a) Rechtwinklige Kreuzungen haben vier gleiche Kreuzungsstücke nach Abb. 271.

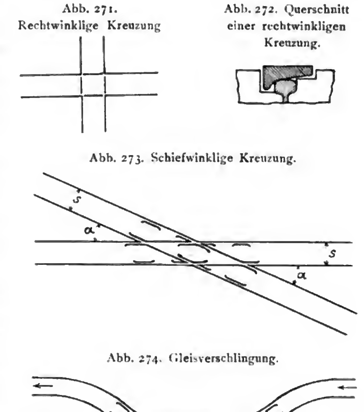


Abb. 271. Rechtwinklige Kreuzung

Abb. 272. Querschnitt einer rechtwinkligen Kreuzung.

Abb. 273. Schiefwinklige Kreuzung.

Abb. 274. Gleisverschlingung.

In Abb. 272 [151]) ist z. B. die rechtwinklige Kreuzung eines Nebengleises mit einem Hauptgleis mit ununterbrochenen Schienen des letzteren angedeutet. Die Kreuzungsstücke stellt man entweder aus Schienen her oder aus Gußstücken.

b) Schiefe Kreuzungen besitzen zwei spitzwinklige Kreuzungsstücke — hier einfache Herzstücke genannt — und zwei stumpfwinklige Kreuzungsstücke — die sogenannten Doppelherzstücke (Abb. 273).

c) Gleisverschlingung. Auch bei der unvollständigen Gleisdurchschneidung, der Gleisverschlingung, bei welcher sich nur die benachbarten Schienenstränge zweier Gleise überschneiden, entstehen zwei spitzwinklige Kreuzungsstücke (Abb. 274).

3. **Das einfache und doppelte Herzstück.** Das einfache Herzstück (Abb. 275) [152]) besteht aus der Herzstückspitze ($K_1\ E$) und den beiden Flügelschienen $B_1\ D_1$ und $B_2\ D_2$, das doppelte Herzstück nach Abb. 276 aus den beiden sich gegenüberliegenden Herzstückspitzen C_1 und C_2, den Flügelschienen D_1 und D_2 und dem Radlenker $E_1\ E_2$.

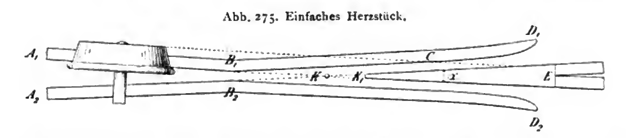
4. **Die führerlose Lücke.** a) Bei dem einfachen Herzstück geht durch die Unterbrechung der Fahr- und Tragfläche beider Schienen vor der Herzstückspitze zwischen

[151]) Die Abb. 272 ist nach GEORG MEYER, Grundzüge des Eisenbahn-Maschinenbaues, Berlin 1886, I. Teil, hergestellt.

[152]) Die Abb. 275 bis 277, 284 bis 287, 294, 295, 311 bis 313, 323, 324, 328, 330, 332 bis 334, 347, 352, 357, 359 u. 360 sind dem »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, Bd. V, Kap. VI: »Weichen und Kreuzungen«, bearbeitet von Prof. FERDINAND LOEWE, entnommen.

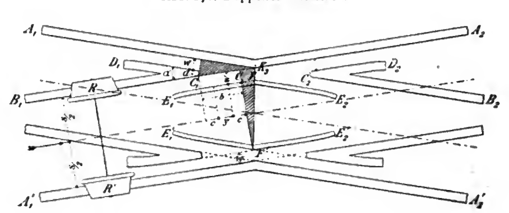
$B_1 B_2$ und K_1 nicht nur die Unterstützung, sondern auch die Führung des Rades verloren. Erstere übernimmt nach Abb. 275 die Flügelschiene, bis zum Punkte C_1, von wo die Herzstückspitze eine gewisse Breite erlangt hat, um den Raddruck aufnehmen zu können; allerdings hat die abgebogene Lage derselben zur Folge, daß sich das kegelförmige Rad beim Überfahren senkt, indem der Laufkreis immer kleiner wird.

Abb. 275. Einfaches Herzstück.



Die Führung der Achse, entlang der Lücke $B_1 K_1$ und $B_2 K_1$ (vgl. Abb. 276), wird durch Radlenker oder Zwangschienen r_1, r_2 (vgl. Abb. 279, 280 u. 314) bewirkt, die im Spurrillenabstand unverrückbar an der gegenüberliegenden Fahrschiene angebracht sind, das auf dieser sich fortbewegende Rad festhalten und dadurch ein Auflaufen des gegenüber sich bewegenden Rades auf die Herzstückspitze verhindern. Man hat auch zur Beseitigung der führerlosen Lücke Herzstücke mit beweglichen Flügelschienen und beweglichen Spitzen hergestellt (siehe § 30 unter Nr. 3).

Abb. 276. Doppeltes Herzstück.



b) Bei den doppelten Herzstücken liegen sich die Lücken gegenüber (vgl. Abb. 276), und beide Räder verlieren ihre Führung. Die Unterstützung der Räder erfolgt über der Lücke durch die bei K_3 im stumpfen Winkel zusammenlaufenden Fahrschienen, ebenso wie bei der einfachen Kreuzung durch die Flügelschienen (selten noch durch einen Auflauf der Spurkränze)[153].

Abb. 277. Maßgebende Radstellungen in den Herzstücklücken.

Die in Abb. 276 (nicht aber in Abb. 284) im spitzen Winkel zurückgebogenen Flügelschienen $C_1 D_1$ und $C_2 D_2$ dienen nur zur Führung der Räder, werden aber nicht befahren.

In Abb. 277, worin r den Halbmesser des Laufkreises des Rades und h die Höhe des Spurkranzes bedeutet, sind die beiden maßgebenden Stellungen der von B_1 nach A_2 laufenden Achse dargestellt. Zuerst in einer Stellung, in der das linke Rad R mit dem Radflansch die Führung bei C_1 verliert, die Achse selbst ist hierbei schon um das Maß $c = \sqrt{2r \cdot h + h^2}$ über C_1 vorgeschritten, — und ferner die Stellung, in der das

[153]) Vgl. »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, Bd. V, Kap. VI, S. 65 u. 72, Abb. 51.

rechte Rad R' mit dem Radflansch die Führung bei F', dem Knickpunkt des Radlenkers $E'_1 E'_2$, wiedererlangt, wobei die Achse selbst um dasselbe Maß c noch zurückbleibt. Zwischen beiden Stellungen liegt die sog. führerlose Strecke $y = b - 2c$. Zwischen F' bzw. C_3 und F bleibt mit Hilfe der beiden Radlenker die Führung erhalten, bis die Achse um c über dessen Knickpunkt F hinausgerückt ist, worauf das linke Rad auf eine Strecke von derselben Länge y wie vor die Führung verliert, und für das rechte keine Führung vorhanden ist, welche eine Drehung nach rechts verhindern könnte. Es wiederholt sich also die führerlose Lücke. In diesen führerlosen Lücken y könnte durch eine zufällige Seitenverschiebung des Fahrzeuges vor C_2 und der gegenüberliegenden Spitze (vgl. Abb. 276) die Achse in das falsche kreuzende Gleis gelangen und entgleisen. Diese Gefahr ist nun um so größer, je länger die führerlose Strecke y ist. Es berechnet sich:

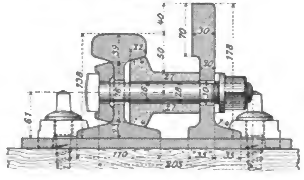
$$y = C_1 K_3 - C_3 K_3 - 2c = \frac{d + w}{\sin \alpha} - (s - w) \operatorname{tg} \frac{\alpha}{2} - 2\sqrt{2r \cdot h + h^2}$$

nach Abb. 276 u. 277, wenn s die Spurweite, α den Kreuzungswinkel und d die Schienenkopfbreite im Knickpunkt C_1, senkrecht zur Fahrkante $A_1 B_2$ gemessen, und w die Weite der Spurkranzrinne bedeutet.

Es ist also die Länge der führerlosen Lücke abhängig vom Kreuzungswinkel α und nimmt zu, wenn dieser abnimmt, und umgekehrt. Man kann danach berechnen, daß bei Kreuzungswinkeln über 9^0 die führerlose Strecke verschwindet. Die Kreuzungswinkel der üblichen Weichenformen sind jedoch kleiner, z. B. bei $\operatorname{tg} \alpha = \frac{1}{10}$ ist $\alpha = 5^0\,42'\,38''$.

Um für diese Verhältnisse die führerlose Strecke abzukürzen, werden die Radlenker erhöht und auf diese Weise die Sehnenlänge c vergrößert. Das Maß der Überhöhung muß nach der Umgrenzunglinie des lichten Raumes (vgl. Abb. 278 [154]) und Abb. 25, S. 172) unter 50 mm bleiben, und wird bei den preußischen Staatsbahnen wegen der Abnutzung der Fahrschienen zu 40 mm angenommen.

Abb. 278. Der überhöhte Radlenker.



Immerhin besitzt die führerlose Strecke bei 40 mm Überhöhung der Radlenker und für $\operatorname{tg} \alpha = 1:9$ und $r = 400$ mm noch eine Länge von rund 200 mm. Unter 1 : 10 ging man deshalb nicht und wendete bisher bei den Pr.-H. Musterweichen in den Hauptgleisen Neigungen nicht unter 1 : 9 als zuverlässiger an. Auch durch Beschränkung der Spurkranzrinnenbreite kann man die Länge der Fahrkantenlücke verringern. Bei den preußischen Musterentwürfen (Pr. M.) beträgt diese Breite zwischen den Spitzen $C_1 D_1$ und $C_2 D_2$ und der Außenschiene 50, und längs den Radlenkern 49 mm. Durch Vorschieben der Radlenker gegen die Spitze K_3 wird das letztere Maß auf 45 mm vermindert; Abb. 284 bis 287.

Bei Kreuzungen von $\alpha = 56^0\,30'$ ($\operatorname{tg} \alpha = \frac{3}{2}$) bis 90^0 muß die Unterstützung des Rades durch Auflaufen des Spurkranzes hergestellt werden, da bei diesen Neigungen das Rad die Flügelschienen verläßt, ehe es auf die Herzstückspitze aufläuft.

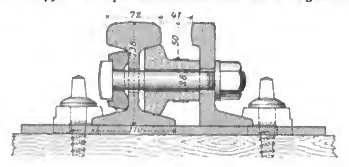
Bei Straßenbahnen tritt dieser Umstand noch früher ein, da hier die Radflanschen sehr schmal sind.

[154]) Die Abb. 278, 279, 289, 290, 299, 301 bis 303 u. 315 sind nach »Die Weichen der preußischen Staatsbahnen, Weichen mit Schienen Nr. 8a«. I. Teil, Ausgabe 1900, hergestellt.

Bei den rechtwinkeligen Kreuzungen ist also auch eine kurze Unterbrechung der Schienenlaufflächen vorhanden. Eine allmähliche Aufnahme des Spurkranzes durch den ansteigend, anzuordnenden Auflauf wegen der verschiedenen Höhen der neuen und der abgenutzten Spurkränze ist erforderlich.

5. Die Spurrille am Radlenker und im Herzstück. Die Spurkranzrinne zwischen Fahrschiene und Radlenker gegenüber dem spitzwinkligen Herzstück. Das Maß des Abstands der Zwangschiene von der Fahrschiene muß so klein genommen werden, daß die Spurkränze der Räder nicht auf die Herzstückspitze aufsteigen. Dieses Maß hängt ab von der Stärke der Spurkränze und dem Abstand der Räder auf den Achsen (vgl. Abb. 148, S. 251 und Abb. 279 u. 280)[155]. Das kleinste Maß z ergibt sich bei neuen Spurkränzen mit einem größten Abstand von 1425 mm und dem größten Radreifenabstand von 1363 mm

Abb. 279 u. 280. Spurrille zwischen Fahr- und Zwangschiene.



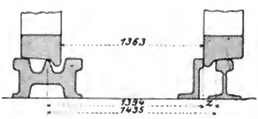
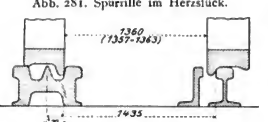


Abb. 281. Spurrille im Herzstück.



mit $z = 1435 - 1363 - \frac{1425 - 1363}{2} = 41$ mm.

Es ist dabei vorausgesetzt, daß am mathematischen Kreuzungspunkte K (Abb. 275, S. 294 u. Abb. 320, S. 309) die gewöhnliche Spurweite vorhanden ist. Die T. V. nennen die innere Kante der Zwangschienenrille Leitkante und den Abstand von der Herzstückspitze Herzstückleitweite, die sich nach oben zu $1435 - 41 = 1394$ mm ergibt.

Nach den T. V. ist eine Verkürzung dieses Maßes um 4 mm infolge der Abnutzung zugelassen. Die Zwangschienen werden an den Enden mit möglichst schlanken Einlauf versehen.

An den einfachen und Doppelherzstücken wird die Spurrille (Abb. 148, S. 251 und Abb. 281), zwischen Herzstückspitze und Flügelschiene bei dem kleinsten Maß von 1410 mm für die Spurkranzweite und dem mittleren Maß für den Radreifenabstand von 1360 mm im Mittel:

$$r = 1435 - 1360 - \frac{1410 - 1360}{2} = 52 \text{ mm}.$$

Die Pr. M. sehen 49 mm vor. Die Rillentiefe ist gleich dem durch die Umgrenzung des lichten Raumes vorgeschriebenen Maße von 38 mm, vergrößert um die Schienenabnutzung, also mindestens etwa 48 mm, bei den Pr. M. 50 mm.

6. Höhenlage der Herzstückspitze und der Flügelschiene. Die Herzstückspitze muß an der Stelle, wo sie das Rad aufnimmt (bei K_1 in Abb. 275), und dieses allmählich die Unterstützung durch die Flügelschiene verliert, mit Rücksicht auf die Neigung der Radreifen etwa 5 mm niedriger liegen als die Flügelschiene, wenn Stöße vermieden werden sollen.

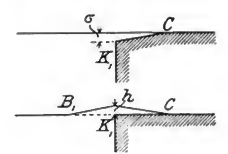
Dieser Höhenunterschied kann nur auf zweierlei Weise hergestellt werden. Entweder senkt man die Herzstückspitze nach Abb. 282 und läßt die Flügelschiene in Höhe der

[155] Vgl. §§ 70 bis 73 der T. V. und § 31 mit Anl. D der B. O.

Schienenoberkante wagerecht durchgehen, oder man läßt die Flügelschiene vom Knie B_1 an nach Abb. 283 ansteigen und wieder fallen und führt die Herzstückspitze wagerecht durch.

Bei walzenförmigen Rädern — wie sie sich infolge der Abnutzung annähernd herausbilden, müssen Spitze und Flügelschiene bei C gleich hoch liegen, deshalb gleicht man in beiden Fällen (s. Abb. 282 u. 283) die Höhenunterschiede zwischen K_1 und C wieder aus.

Abb. 282 u. 283. Höhenlage des Herzstücks und der Flügelschiene.



Die ältere Anordnung (283) ist jetzt mit wenigen Ausnahmen verlassen und wird die Herzstückspitze in K_1 um 5 mm gesenkt, diese Senkung läuft bis C auf 0 aus. Infolgedessen durchfahren neue Räder mit geneigter Lauffläche mit einer Senkung, abgenutzte Räder mit einer Hebung die Herzstücke.

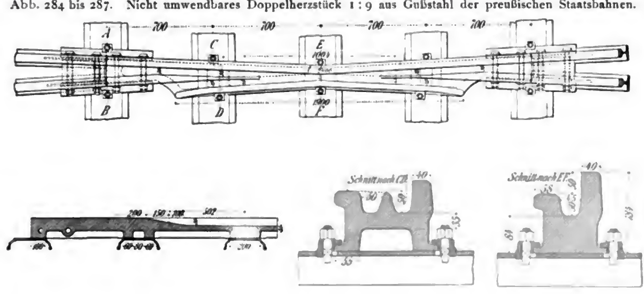
§ 30. Herstellung der Kreuzungen.

Man unterscheidet drei Arten von Herzstücken:

1. Gegossene Herzstücke,
2. Schienenherzstücke,
   a) mit Flußstahlspitze,
   b) ganz aus gewöhnlichen Schienen.

1. Gegossene Herzstücke. Die früher aus Hartguß gegossenen Herzstücke (Blockherzstücke) werden jetzt aus Flußstahl hergestellt, und zwar unterscheidet man umwendbare und nicht umwendbare Herzstücke. Die ersteren verlieren aber häufig durch Abnutzung an den Auflagerflächen den Vorteil der Umwendbarkeit, so daß man vielfach, z. B. früher auch bei den preußischen Staatsbahnen, nichtumwendbare Flußstahlherzstücke hergestellt hat (Abb. 284 bis 287).

Abb. 284 bis 287. Nicht umwendbares Doppelherzstück 1 : 9 aus Gußstahl der preußischen Staatsbahnen.



In Abb. 288 [156] ist das umwendbare Flußstahlherzstück 1 : 8,5 der sächsischen Staatsbahnen mit wagerechter Flügelschiene und um 7,5 mm erniedrigter Herzstückspitze dar-

[156] Die Abb. 288, 296, 298, 300 u. 304 sind der »Eisenbahntechnik der Gegenwart«, Wiesbaden 1908, Bd. II, 2. Aufl., bearb. v. HIMBECK und Bd. III, bearb. v. SCHUBERT, entnommen.

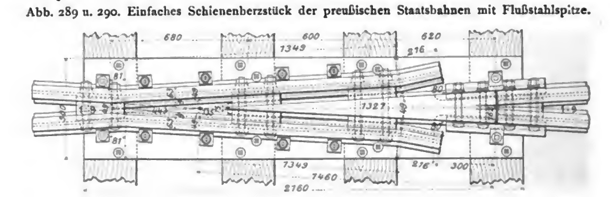
gestellt, während Abb. 284 bis 287 das nichtumwendbare Flußstahlherzstück 1 : 9 der preußischen Staatsbahnen von 1890 vorführt.

2. Schienenherzstücke. a) In Abb. 289 u. 290 ist das preußische einfache Schienenherzstück mit Flußstahlspitze aus Schienen 8ª wiedergegeben. Ähnliche Anordnungen verwenden die bayerischen, sächsischen und die württembergischen Staatsbahnen, sowie die schweizerischen Bundesbahnen und Gotthardbahn.

Abb. 288. Umwendbares sächsisches Flußstahlherzstück. M. 1 : 8,5.

b) Herzstücke, ganz aus gewöhnlichen Schienen hergestellt findet man bei den badischen und bayerischen [157], neuerdings seit 1902 für einfache Weichen für Schienen Form 8ª auch auf den Pr.-H. Stb. Bei den Pr.-H. Stb. wird bei Holzschwellenoberbau das Herzstück auf einer Grundplatte verlegt, die bei eisernen Schwellen fortfällt.

Abb. 289 u. 290. Einfaches Schienenherzstück der preußischen Staatsbahnen mit Flußstahlspitze.



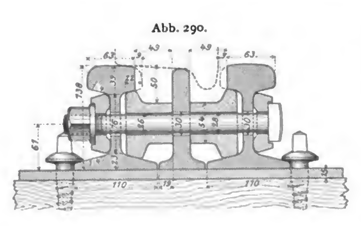


Abb. 290.

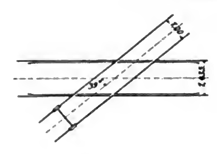
Die Schienenherzstücke befahren sich elastischer als die Flußstahlherzstücke, gestatten die Anwendung des schwebenden Stoßes und ermöglichen die Auswechslung einzelner Teile. Auch sind die Rillen tiefer und deshalb bei Schnee und Eis nicht so gefährlich.

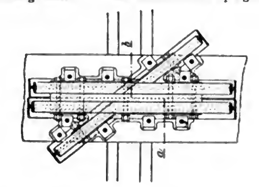
3. Außergewöhnliche Herzstücke. Hinsichtlich der Herzstücke mit beweglichen Flügelschienen und beweglichen Spitzen — letztere nach HOHENEGGER — sowie solchen ohne Unterbrechung des Hauptgleises, wie sie an BLAUELschen Kletterweichen vorkommen, vgl. Handb. d. Ing.-Wissenschaften, Bd. V, Kap. VI, S. 68, 70, 75 u. 85. Bei der in die Pr. M. 1902 aufgenommenen Anordnung für einfache Weichen mit Schienen 8ª wird die eine, 5,25 m lange bewegliche Flügelschiene seitlich durch eine Spiralfeder an das Herzstück angedrückt und so im Hauptgleis die Lücke geschlossen. Beim Befahren des Nebengleises wird die bewegliche Knieschiene von dem durch den gegenüberliegenden Radlenker gehaltenen Spurkranz zur Seite geschoben.

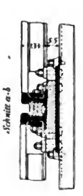
[157]) Vgl. »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, Bd. V, Kap. VI, bearb. v. F. LOEWE, S. 75, 77 u. 83.

4. Kreuzungen von Voll- und Schmalspurgleisen. Ein Beispiel einer zweckmäßig angeordneten Kreuzung eines Nebengleises der preußischen vollspurigen Staatsbahn mit einem Gleise der Aachener Kleinbahn mit 1 m Spur ist in Abb. 291 bis 293 [158]) gegeben. Der Kreuzungswinkel der Gleise beträgt 39°. Die ganze Kreuzung ist aus Vollspurschienen hergestellt. Die Laufflächen der Schienen liegen in beiden Gleisen in derselben Höhe, jedoch unter Beibehaltung der Neigung von 1 : 20 der Vollspurschienen.

Abb. 291 bis 293. Kreuzung eines Voll- mit einem Schmalspurgleis.







Die Schmalspurschienen sind unterbrochen und die Spurkranzrille für die Vollspur ist durch Zwangschienen im Abstand von 41 mm gebildet. Für die Spurkranzrille der Kleinbahnwagenräder sind die Köpfe der Staatsbahnschienen (Fahr- und Zwangschienen) auf 30 mm Breite und 20 mm Tiefe ausgeschnitten. An diesen Stellen sind (vgl. Schnitt *a—b*) die Schienen durch Futterstücke und Winkellaschen verstärkt.

Sollen die Schienenstränge der Vollspurbahn ununterbrochen durchgehen, so hebt man das Schmalspurgleis so hoch, daß die Räder der Schmalspurfahrzeuge über die Schienenköpfe der Vollspur hinweggehen können. Die Köpfe der Nebengleisschienen werden so weit ausgeschnitten, daß die Spurkränze der Vollbahn durchlaufen können. Z. B. ist auf diese Weise eine Kreuzung einer Vollspurbahn mit einer Kleinbahn unter einem Winkel von 26° 40′ ausgeführt [159]). Um ein Entgleisen der schmalspurigen Wagen zu verhüten, ist an der gegenüberliegenden Schiene des Schmalspurgleises eine Zwangschiene angeordnet, aber auch der Achsstand der Schmalspurwagen so bestimmt, daß von den vier Rädern nicht zugleich zwei auf der führerlosen Stelle durchlaufen.

§ 31. Die Weichen.

1. Allgemeines. Die Weichen gestatten im Gegensatz zu den Drehscheiben und Schiebebühnen nicht nur die Überführung einzelner Fahrzeuge aus einem Gleis in das andere, sondern auch die Durchführung geschlossener Züge ohne Fahrtunterbrechung.

Der besondere Bauteil, welcher das Fahrzeug entweder im Stammgleis weiterleitet oder in das abzweigende Gleis ablenkt, heißt Weiche im engeren Sinne, auch Zungen- oder Ablenkungsvorrichtung, früher in Süddeutschland und Österreich auch »Wechsel«. Die T. V. brauchen wie die B. O. nur den Ausdruck Weiche.

2. Die Weiche im engeren Sinne. Man unterscheidet:

a) Schleppweichen und
b) Weichen mit unterschlagenden Zungen.

[158]) Die Abb. 292, 293 u. 346 sind dem »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, Bd. V, Kap. XIII: »Schmalspurbahnen«, bearbeitet von Prof. ALFRED BIRK, entnommen.

[159]) Vgl. »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, Bd. V, Kap. XIII, S. 68 u. Abb. 43, S. 69.

a) Die Schleppweiche (Abb. 294), bei welcher bei falscher Einstellung der Schubschienen AB das in der Richtung BA fahrende Fahrzeug entgleisen muß, ist nach den T. V. in Gleisen für durchgehende Züge nicht mehr zulässig und wird nur noch bei Arbeits-, Feld- u. dgl. Bahnen angewendet.

b) Die Weiche mit unterschlagenden Zungen. Die jetzt herrschende Weichenform mit beweglichen, gleichlangen unterschlagenen Zungen ist in Abb. 295 wiedergegeben. Bei der dargestellten Stellung der Zungen wird ein in der Pfeilrichtung gegen die Spitze sich bewegendes Fahrzeug in das Nebengleis abgelenkt, oder ein aus diesem Gleise kommender Zug in das Hauptgleis übergeführt. Soll die Fahrt auf dem Hauptgleise in der einen oder der entgegengesetzten Richtung möglich sein, so muß die Weiche umgestellt und die Zunge $A_1 C_1$ abgezogen, geöffnet, die Zunge $A_2 C_2$ angelegt werden.

Abb. 294. Schleppweiche.

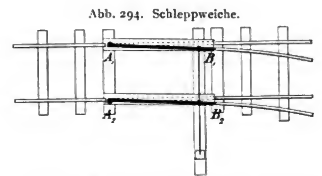
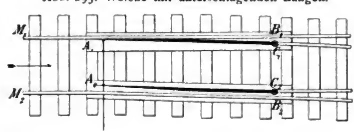


Abb. 295. Weiche mit unterschlagenden Zungen.



Eine Entgleisung tritt jedoch nicht ein, wenn ein Fahrzeug die falsch gestellte Weiche, z. B. in der Abbildung im Hauptgleis, in der dem Pfeil entgegengesetzten Richtung — von rückwärts — befährt. Die Spurkränze schneiden dann die Weiche selbst auf.

Die Zungenvorrichtung besteht aus den Backenschienen (auch Anschlag- oder Stockschienen), den Weichenzungen, den Weichenstühlen und Gleitplatten, der Stellvorrichtung und dem Signal.

3. Die Zungen. Jede Zunge ist bei den Pr. M. mit der zugehörigen Backenschiene auf einer durchgehenden, auf hölzernen oder eisernen Querschwellen befestigten schmiedeeisernen Grundplatte befestigt. Die Backenschiene ist unverschieblich, die Zunge — abgesehen von den Weichen mit federnden Zungen — an ihrem Wurzelende drehbar. bei den Pr. M. im Drehstuhl. Die eisernen Grundplatten sind zur Verhinderung von Spurerweiterungen an den beiden Enden durch Spurstangen gehalten. Die Zungenspitze liegt gegen den einen Stoß der Backenschiene etwa um 1 m zurück, um ebensoviel etwa das Zungenende gegen den andern Stoß der Backenschiene (vgl. Abb. 315). Zwischen Wurzel und Spitze ist die Zunge durch Gleitstühle unterstützt. Diese Gleitstühle sind auf der durchgehenden Platte immer über den Querschwellen angebracht. Auf den Gleitstühlen wird die Zunge in seitlicher Richtung hin und her verschoben. Soweit der Spitzenverschluß (vgl. § 46) nicht eine gelenkige Verbindung erfordert, sind beide Zungen nahe an der Spitze durch eine mittels eines Gelenks angeschlossene Stange in unveränderlichem Abstand miteinander verbunden (vgl. Abb. 312 u. 313), sie müssen sich daher beim Umstellen gleichzeitig bewegen.

Bei richtiger Lage der Zungen muß, wenn die eine Zunge fest an der Backenschiene anliegt, die andere so weit von der zugehörigen Backenschiene abstehen, daß der Radflansch, der sich zwischen Zunge und Backenschiene bewegt, die abstehende Zunge nicht berühren kann. Für das Aufschlagsmaß der Zungenspitzen ist in den T. V. 100 mm vorgeschrieben. Das Maß ist zu klein und muß mindestens $58 + 60 + \frac{l^2}{8R} =$ der Wurzel-

weite + der Zungenkopfbreite + dem Pfeil der mit R gekrümmten Zunge von der Länge l sein, das sind 140 mm für $l = 6{,}0$ und $R = 180$ m. Bei den preußischen Musterweichen beträgt das Maß am Angriff der Zugstange 143 mm.

Der Abstand a_1 in Abb. 296 u. 297, zwischen der Fahrkante der Backenschiene und der Außenkante der Zungenwurzel am Drehpunkt der Zunge muß so groß sein, daß der Spurkranz mit der Mindeststärke von 20 mm hindurchlaufen kann. Aus diesen Abbildungen und Abb. 148, S. 251 ergibt sich: $a_1 \geqq s - (q + t) = 1435 - (1357 + 20) \geqq 58$ mm, d. h. der Abstand a_1 bzw. a muß so groß sein, daß sich in Abb. 297 der Radflansch des rechten Rades an die Zunge legen kann, während q und t die Mindestmaße zeigen. Bei gekrümmter Zunge liegt der kleinste Abstand a, der bei den Pr. M. zu 60 mm festgesetzt ist, näher an der Spitze.

Abb. 296. Weichenzunge.

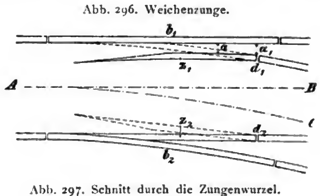
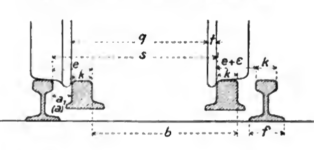


Abb. 297. Schnitt durch die Zungenwurzel.



Bei der Ablenkung des Rades durch die Zunge entsteht eine wagerechte Seitenkraft, die um so größer wird, je größer die Neigung der Zunge gegen die Backenschiene ist. Damit die Zunge gegen diesen Seitendruck widerstandsfähig genug ist und ein Durchbiegen und schädliches Klaffen an der Spitze vermieden wird, auch um eine kräftigere Zungenspitze zu erhalten, verwendet man für die Zunge nicht gewöhnliche Schienen, sondern wählt einen Querschnitt von größerem Widerstandsmoment in wagerechter Richtung, aber von geringerer Höhe (nur 100 mm) wie die Backenschiene.

Im Gebiet des Vereins deutscher Eisenbahnverwaltungen sind die hut- oder glockenförmigen symmetrischen oder L-förmigen Querschnitte am meisten verbreitet. Abb. 299 und 300 stellen die Querschnitte der preußischen und badischen Zungen dar. Die Zungenlängen betragen bei den preußischen Musterweichen, bei solchen mit Schienen 8^a : 6,1 und 5,3 m bei Neigungen 1 : 10 und 1,9; bei Weichen mit Schienen 6^d : 5,8, 5,0 und 3,2 m bei Neigungen 1 : 10, 1 : 9 und 1 : 7, dagegen bei den Federweichen vom Stoß ab 10,00 bzw. 10,60 m bei Weichenneigungen von 1 : 9 bzw. 1 : 10, von der Drehstelle ab rund 8,0 m (vgl. S. 304). Die Zunge des ablenkenden Gleises wird jetzt gekrümmt, die des geraden Gleises gerade hergestellt. Daher ergibt sich ein Unterschied zwischen Rechts- und Linksweiche. Durch diese Anordnung wird jedoch die seitliche Beanspruchung der Zunge geringer, das Durchfahren wird sanfter und die Baulänge der Weiche kürzer. Stützknaggen an der Backenschiene bilden ein seitliches Widerlager gegen Ausbiegen der gekrümmten Zunge. Die Fahrkante der gekrümmten Zunge berührt aber nicht die Backenschiene, da die Zungenspitze zu schwach würde, sondern durchschneidet sie (vgl. Abb. 320, S. 309) unter einem kleinen Winkel ($\beta_2 > {}^1/_2{}^0$). Die gerade Zunge erhält die in Abb. 298 verzerrt wiedergegebene geknickte Form, wenn die Zungenvorrichtung wie bei den Pr.-H. Stb. eine Spurerweiterung von 10 mm bei A aufweist. Die gekrümmte Backenschiene ist der einfacheren Ausführung halber bei AB geradlinig hergestellt.

Abb. 298. Anschlag der geraden Zunge.

Die Zungenspitze legt sich unter den Kopf der unterschnittenen Backenschiene (vgl. Abb. 299 u. 300), tritt erst allmählich seitlich hervor und steigt der Höhe nach an, so daß sie das Rad zunächst nur führt und in ihrem vordern Teile keine senkrechte Belastung erhält. Der hintere und obere Teil der Zunge hat dieselbe Abrundung wie die Schiene. Der Querschnitt der Zungenspitze ist mit Rücksicht auf ein Verhindern eines etwaigen Auflaufens der Spurkränze gebildet.

Abb. 299. Preußischer hutförmiger Zungenquerschnitt. Schnitt durch die Zungenspitze.

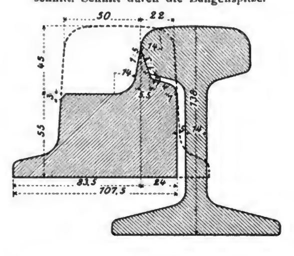


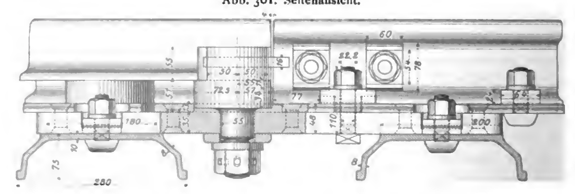
Abb. 300. Winkelförmiger Querschnitt der badischen Zungen. M. 1 : 4.

4. Der Drehpunkt. Die Zunge muß in ihrem Drehpunkt, bei den Pr. M. — abgesehen von den Federweichen — dem Drehstuhl nach drei Richtungen (auch gegen Abheben) gesichert werden. Es ist nämlich der Abstand gegen die Backenschiene und der Stoß mit der anschließenden Fahrschiene zu sichern, sowie ein leichtes Auswechseln der Zunge zu ermöglichen. Die Zungen werden nun auf dreierlei Art an der Wurzel beweglich gemacht:

α) durch eine Laschenverbindung mit der Fahrschiene,
β) durch einen Drehzapfen mit lotrechter Achse,
γ) durch eine Verbindung beider Mittel und
δ) durch federnd hergestellte und wie gewöhnlich verlaschte Zunge. (Pr.-H. Stb.)

Die Anordnung zu α) ist in Sachsen noch gebräuchlich, während die zu β) in Preußen und Württemberg, jene zu γ) in Baden und Bayern und zu δ) bei den Pr.-H. Stb. üblich sind.

Abb. 301 bis 303. Drehstuhl der preußischen Staatsbahnen.
Abb. 301. Seitenansicht.



Der Drehstuhl der Pr.-H. Stb. (vgl. Abb. 301 bis 303) umfaßt die zapfenförmig ausgefräste Zungenwurzel mit zwei innen ausgehöhlten Seitenbacken, und verhindert hierdurch eine Verschiebung der Zunge in der Längsrichtung — nach letzterer allerdings

infolge der Abnutzung im Drehstuhl (Abb. 304) nur unvollkommen. Diese Abnutzung läßt sich durch zeitweiliges Schmieren des Zapfens verlangsamen. Der Drehstuhl ist

Abb. 302. Grundriß.

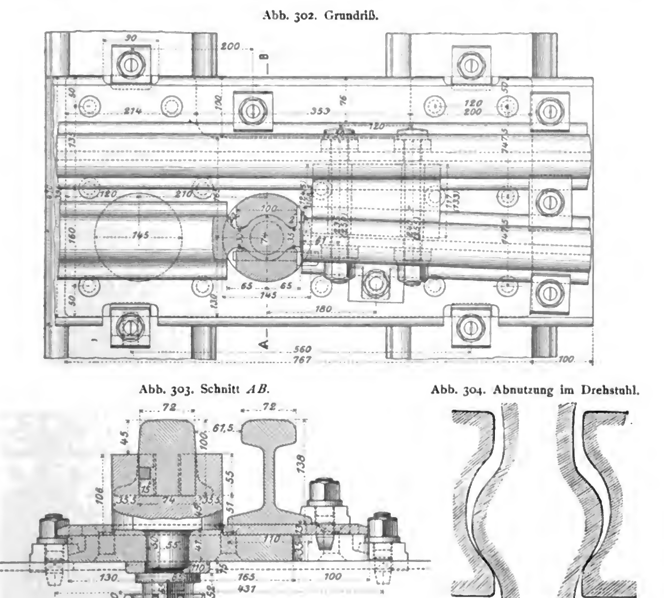


Abb. 303. Schnitt *AB*.

Abb. 304. Abnutzung im Drehstuhl.

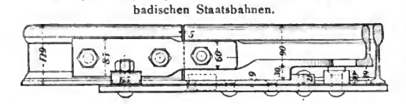
mit Rücksicht auf eine Auswechslung in die Platte eingeschraubt. Ein wagerechter Keil verhindert das Abheben der Zunge. Der Keil ist gegen Herausnehmen durch die vorliegende Schraube gesichert. Eine Regelung des fluchtrechten Anschlusses der Fahrkante der Zunge gegen die der anschließenden Fahrschiene ist durch Einstellen des Keilfutters möglich. Eine Beschränkung der Stoßlücke auf ihre vorschriftsmäßige Größe ist von Wichtigkeit. Ein Anstoßen der Anschlußschiene an die Weichenzunge verhindert der Vorsprung am Stehlager. Gegen das Wandern in der entgegengesetzten Richtung schützen die Verschraubungen des Futterstückes und die doppelte, in den eingeklinkten Schienenfuß eingreifende Klemmplatte zwischen den Futterschrauben. Die Abmessungen der Backen des Drehstuhles sind so schwach gehalten, daß beim Zweispurigfahren, da $b > a$ (vgl. Abb. 305), unter stark belasteten Achsen die inneren Backen eher brechen, als daß eine Beschädigung der durch die Räder

Abb. 305. Zweispuriges Fahren.

von außen gefaßten Zungen eintritt. Gering belastete Räder — z. B. die eines Bahnmeisterwagens bei einem Versuche — klettern ohne eine Beschädigung über die Zunge hinweg.

In Abb. 306 ist die Seitenansicht des Zungenzapfens mit Laschenverbindung der bad. Staatsbahnen wiedergegeben, die naturgemäß einen etwas größeren Stellwiderstand aber auch eine bessere Schienenverbindung aufweist.

Abb. 306. Zungenzapfen mit Laschenverbindung der badischen Staatsbahnen.



Weichen mit federnden Zungen, vgl. Abb. 307 bis 310. Diese Anordnung ist 1902/1905 als Pr. M. für einfache Weichen 1 : 9 und 1 : 10 und für Weichen mit gekrümmtem Mutterstrang aus Schienen 8ª eingeführt. Die 10,0 bis 10,6 m, in ihrem beweglichem Teile 7,4 bis 8,0 m langen Zungen mit hutförmigem 100 mm hohem, ungleichem Querschnitt sind an ihren Enden auf eine Länge von 420 mm durch Umpressen in die Form der gewöhnlichen 138 mm hohen Fahrschiene gebracht mit der folgenden Fahrschiene regelrecht verlascht, dann bei *p* auf eine Länge von 1,14 m eingespannt, wodurch der Schub unmittelbar auf den Schwellrost übertragen wird, weiterhin, durch Verschmälerung des Fußes und Schwächung des Steges auf eine Länge von 870 mm, seitlich beweglich gemacht[160]. Das Umstellen erfordert nicht mehr Kraft als eine gewöhnliche Weiche. Die Biegungsspannung ist ganz gering. Die Zunge wird nur in nicht gespanntem Zustande den Drucklasten ausgesetzt. Beim Zweispurigfahren geben die Zungen nach innen nach, ohne daß die Elastizitätsgrenze überschritten wird. Die Federweichen finden für Hauptgleise Verwendung.

Abb. 307 bis 310. Weiche mit federnden Zungen. M. 1 : 15.
Abb. 307. Allgemeine Anordnung im Grundriß.

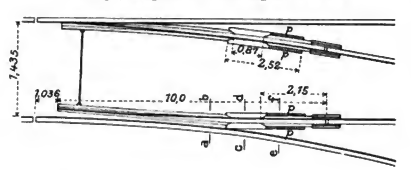




Abb. 308. Querschnitt *ab* u. *ef*. Abb. 309. Querschnitt *cd*.



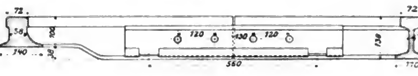


Abb. 310. Zungenstoß von innen.

5. Die Stellvorrichtung. (Abb. 311 bis 313, S. 305.) Das Umstellen der Weiche erfolgt bei Handweichen von dem seitlich aufgestellten **Weichenbock** aus, welcher durch eine **Schubstange** mit dem Zungenpaar in Verbindung steht (Abb. 311 u. 313) und auf einer verlängerten Weichenquerschwelle befestigt ist.

Bei den preußischen Staatsbahnen besteht die Handstellvorrichtung aus einem zweiarmigen, in lotrechter Ebene umlegbaren Gewichtshebel, dessen wagerechte Achse mit der Achse des zweiarmigen **Stellhebels** zusammenfällt und in dem Weichenbock ruht. Der obere Arm des Stellhebels ist gabelförmig gestaltet (Abb. 311). Ein Ansatz am Gewichtshebel überträgt die Gewichtswirkung auf die Gabel des Stellhebels. Das doppelt

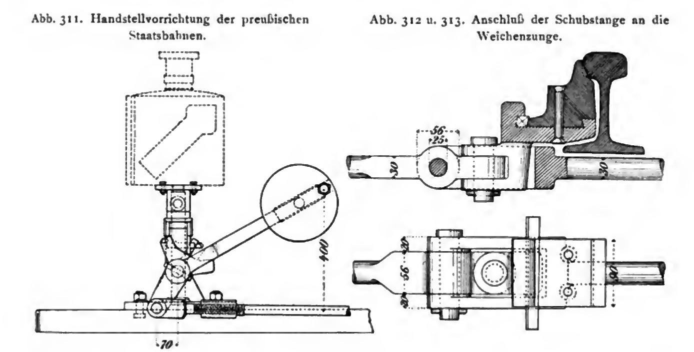
[160]) Vgl. GLASERS Annalen 1900, II, S. 560.

wirkende Gegengewicht dient nicht nur zur Erleichterung des Umstellens, sondern bewirkt auch, daß für beide Endstellungen eine der beiden Weichenzungen immer an der zugehörigen Backenschiene fest anliegt, damit nicht ein Klaffen der Zunge und ein zweispuriges Fahren eintritt.

Wird eine Weiche aufgeschnitten (vgl. S. 300), so erfolgt eine selbständige Umstellung der Zungenvorrichtung unter Hebung des Gewichtes, meist ohne daß eine Beschädigung

Abb. 311. Handstellvorrichtung der preußischen Staatsbahnen.

Abb. 312 u. 313. Anschluß der Schubstange an die Weichenzunge.



eintritt. Bei der zurück-, nicht überschlagenden Anordnung des Gegengewichtes, wie sie bei den preußischen Staatsbahnen zu finden ist, fallen die Zungen nach dem Aufschneiden durch die Wirkung des Gegengewichtes wieder in die ursprüngliche Lage zurück. Allerdings hat das den Nachteil, daß jede nachfolgende Achse die Weiche von neuem aufschneiden muß, was die Zunge stark beansprucht. Auch kann ein doppelspuriges Fahren (vgl. Abb. 305) eintreten, wenn z. B. eine Lokomotive aufgeschnitten hat und dann sogleich gegen die Spitze zurückfährt.

Am unteren Arme des Stellhebels greift eine wagerechte Zugstange an (Abb. 311), welche die Hebelbewegung auf das Zungenpaar überträgt, indem ihre Verlängerung die gelenkartig an den Zungenspitzen angeschlossene Verbindungsstange bildet (vgl. Abb. 312 u. 313).

Mit dem Umlegen des Stellhebels wird gleichzeitig bei den nach der B. O. § 21, 11 mit Signalen zu versehenden Weichen mittels einer Gabel der im Stellbock um einen lotrechten Zapfen drehbar angeordnete Laternenkasten um 90° gedreht, wodurch die auf größere Entfernung (300 m bei mittlerer Beleuchtung) sichtbaren Signalbilder wechseln. Bei Tag und Nacht erscheinen im Gebiet des Deutschen Reiches dieselben Signalbilder, »Formsignale«, indem bei Dunkelheit oder unsicherer Witterung die mattweißen Glasscheiben, welche die Ausschnitte in den Wänden des Blechkastens decken, von innen beleuchtet werden, s. S. B. Signal 12 bis 14 (vgl. Abb. 311, 316, 317, 335 u. 338).

Bei den fernbedienten Weichen wird die Bewegung vom Stellwerk durch Gestänge oder doppelte Drahtzüge auf einen Weichenantrieb übertragen. Der Gewichtshebel mit dem Gegengewicht fällt dann fort. Zur Sicherung eines guten Zungenanschlusses dienen in diesem Falle die Spitzenverschlüsse (vgl. Abschnitt K: Signal- und Sicherungsanlagen, § 46, 3).

6. Die Kletterweiche. Weichen ohne Unterbrechung der Hauptgleise (Kletterweichen, BLAUELsche Weichen) werden vielfach ohne Nachteil für Anschlußgleise auf freier Strecke verwendet. Die eine sich an die Backenschiene von innen anlegende Zunge ist wie gewöhnlich auf Gleitstühlen verschieblich, die andere von außen anschlagende um eine wagerechte Achse seitlich umklappbar. Indem die Zungen um 50 mm ansteigen, werden die Räder um Spurkranzhöhe gehoben und können über die Fahrschiene des Hauptgleises hinweg »klettern«[161]).

§ 32. Die Weichenformen einschließlich der Weichensignale. Man unterscheidet:

1. Einfache Weichen,
2. Doppelweichen,
3. Bogenweichen,
4. Kreuzungsweichen.

1. Die einfache Weiche. a) Bauliche Anordnung, die Signale und das Merkzeichen. Die einfache Weiche besteht:

α) aus der bereits besprochenen Zungenvorrichtung mit der Umstellvorrichtung;

β) aus dem Herzstück mit den Flügelschienen (der einfachen Kreuzung) an der Stelle K, wo sich die Schienenstränge überschneiden (vgl. Abb. 314 u. 315);

Abb. 314. Einfache Weiche, dargestellt durch die Fahrkanten.

γ) aus den Zwangschienen r_1 und r_2 oder den Radlenkern;

δ) aus den sämtlichen Gleissträngen zwischen dem Stoß A_0 vor der Zungenspitze und den Endpunkten B_0 und C_0 hinter den auf das Herzstück folgenden Paßschienen, wo die gewöhnliche Oberbauanordnung in beiden Gleisen wieder beginnt. Von hier aus ist die Einlage eines Bogens oder einer folgenden Weiche möglich; es kann auch u. U. der Bogenanfang oder der Weichenstoß bis dicht an das Herzstück herangerückt werden.

Man spricht von einer Links- oder Rechtsweiche, je nachdem die Abzweigung vom Stammgleise nach links oder rechts erfolgt. Der Punkt M, in dem sich die Achsen des Stammgleises und des abzweigenden Gleises schneiden, heißt der Weichenmittelpunkt auch der Knotenpunkt der Weiche, der Punkt K die mathematische Herzstückspitze.

Die Krümmung des abzweigenden Gleises geht nicht durch das Herzstück hindurch, sondern endigt mit der Spurerweiterung vor diesem. Die Länge g wird als Herzstücksgerade bezeichnet und $>$ 1,0 m, bei den Pr. M. zu 2,32 und 2,59 m, bei der Weiche 1 : 7 aus Schiene 6[d] mit nur 537 mm angenommen.

Der spitze Winkel α, unter dem sich die beiden Gleisachsen schneiden, und den die beiden im Herzstück sich kreuzenden Schienen miteinander bilden, heißt der Weichenwinkel.

[161]) Vgl. »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, Bd. V, Kap. VI, S. 70.

Nicht nur auf die Schrägstellung, sondern auch auf die Überhöhung der Schienen verzichtet man im allgemeinen in den Weichen, dagegen beträgt die Spurerweiterung in der Zungenvorrichtung an der Zungenspitze 10 mm (vgl. Abb. 298 u. 315), im gekrümmten Strange bis zur Wurzel 15 mm, indem die Bogenschiene um ebensoviel nach innen verschoben wird. Im geraden Strange geht die Spurweite gegen die Wurzel allmählich auf die gewöhnliche Spur von 1435 mm über. In der Herzstückgeraden ist in beiden Strängen die gewöhnliche Spur vorhanden (vgl. Abb. 315 und Abb. 320, S. 309). Als geeignetes Meßwerkzeug mit zwei Anlageflächen zur Prüfung der Spur- und Leitweiten (Hauptmeßstellen: an der Spitze, der Wurzel, der Bogenmitte und der Herzstückspitze) empfiehlt sich der SCHRÖTERsche Weichenspurstab, hergestellt von KIRSCH, Aschaffenburg-Damm[162]).

Die Gesamtanordnung einer einfachen Weiche der preußischen Staatsbahnen auf Holzschwellen ist in Abb. 315 dargestellt[163]).

Zu Gleisen, die von schnellfahrenden Zügen auf Ablenkung durchfahren werden, was man aber durch eine entsprechende Weichenanordnung möglichst vermeidet (vgl. den Abschnitt: Bahnhofsanlagen), nimmt man den Halbmesser des Weichenbogens R tunlichst groß. Vgl. auch die Neigungsverhältnisse und Krümmungshalbmesser der preußischen Weichen, Tabelle VII, S. 314. Bei diesen ist die Zunge des ablenkenden Gleises gekrümmt, die des geraden gerade. Das nicht umwendbare Herzstück ist, um eine kräftige Verlaschung herstellen zu können, mit eingelegter Stahlspitze oder ganz aus Schienen hergestellt.

Die Anordnung der Weichenschwellen und die Schienenteilung bei der einfachen Weiche geht aus Abb. 315 hervor. Es werden hölzerne und eiserne Querschwellen als Unterlage benutzt, erstere in erster Linie bei Nebenbahnen. Die Weichenschwellen werden so lang genommen, daß sie beide Weichengleise gemein-

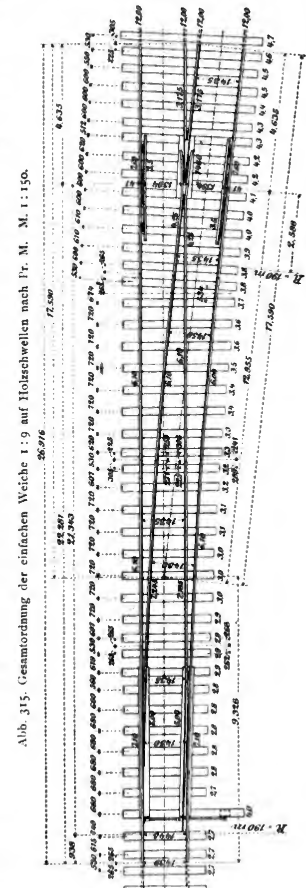


Abb. 315. Gesamtordnung der einfachen Weiche 1 : 9 auf Holzschwellen nach Pr. M. M. 1 : 150.

162) Vgl. O. SCHRÖTER im Kalender für Eisenbahntechniker 1908, S. 112, und die Prüfung und Unterhaltung der Weichen usf., von demselben, Wiesbaden 1899.

163) Vgl. »Die Weichen der preußischen Staatsbahnen mit Schienen 6d u. 8a, 3 Teile mit 4 Atlassen, Erläuterungen und Nachträgen«, herausgegeben von der Kgl. Eisenbahn-Direktion Essen. 1898—1905.

schaftlich unterstützen. Man ordnet sie rechtwinklig zum geraden Gleis an oder auch am Herzstück senkrecht zu dessen Mittellinie.

Bei der Schienenteilung ist auf tunlichste Verwendung ganzer Schienenlängen zu sehen, kurze Paßstücke sind zu vermeiden. Die Stöße sind schwebend und fallen bei den preußischen Normalweichen in beiden Weichengleisen zwischen dieselben Schwellen.

Die Weichensignale der einfachen Weiche gehen aus den Abb. 316 u. 317 hervor. Bei der Annahme der Höhe der Weichenlaternen und ihrer Aufstellung ist die Umgrenzung des lichten Raums und die Gleisentfernung zu berücksichtigen.

Abb. 316 u. 317. Weichensignale der einfachen Weiche.
Abb. 316. Für gerade Fahrt.

Fahrrichtung

α 1 : n

Abb. 317. Für die Ablenkung.

Fahrrichtung

α 1 : n

Die Merk- oder Sperrzeichen (Distanz- oder Polizeipfähle) werden außen an jedem der beiden Gleise für gewöhnlich dort, wo der Gleisabstand d_1 3,5 m, so viel wie mindestens auf der freien Strecke beträgt, bei Anschlußgleisen auf freier Strecke aber bei 4 m Gleisentfernung aufgestellt. Die Merkzeichen bezeichnen die Grenze, bis zu welcher in jedem der beiden zusammenlaufenden Gleise Fahrzeuge nach dem Herzstück hin vorgeschoben werden dürfen, wenn das andere Gleis für eine Durchfahrt frei bleiben soll.

Abb. 318 u. 319. Merkzeichen.
Abb. 318. Ansicht u. Querschnitt.

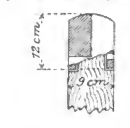
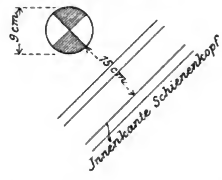


Abb. 319. Grundriß.



Die Merkzeichen werden am besten aus eichenen Pfählen mit rot und weißen Porzellanköpfen (Abb. 318 u. 319)[164]) hergestellt und, nicht mit der Schiene fest verbunden, zwischen zwei Schwellen in einem Mindestabstand von 15 cm von der Schieneninnenkante aufgestellt, so daß sie von den Rädern nicht berührt werden.

b) Die geometrische Anordnung und Berechnungsgrundlage der einfachen Weiche:

α) *Die geometrische Gestalt einer Weiche* (vgl. Abb. 314) ist in erster Linie durch die Größe des Halbmessers R des Weichenbogens für das abzweigende Gleis bedingt. Bei durchgehenden Gleisen, die von Hauptbahnlokomotiven befahren werden sollen, darf R nicht kleiner als 180 m sein. Bei Ein- und Ausfahrtweichen ist der größeren Fahrgeschwindigkeit halber größerer R zweckmäßig.

Man benennt die Weichen nach der Tangente des Herzstückwinkels α und spricht von einer Weiche 1 : 7, 1 : 9, 1 : 10 usf.

[164]) Die Abb. 318 u. 319 sind nach O. Schröter, Die Prüfung und Unterhaltung der Weichen, Kreuzungen und Bahnhofsgleise, Wiesbaden 1899, hergestellt.

Die Grundmaße (für die Weichenmittellinien siehe nachstehend unter c) ergeben sich nach Abb. 314 aus:

1) $(b - h)\,\text{tg}\,\frac{\alpha}{2} = \frac{s}{2}$,

die Länge h findet sich, von den Herzstücken mit Schienenspitzen abgesehen, aus der Bedingung, daß am Ende des Herzstücks Kopf und Fuß beider Schienen voll Platz haben müssen; und man erhält, da Sinus, Tangente und Bogen bei der Kleinheit des Winkels (bei 1 : 9 ist $\alpha = 6°\ 20'$) miteinander vertauscht werden können,

2) $b = \dfrac{\frac{s}{2}}{\text{tg}\,\frac{\alpha}{2}} + h = \frac{s}{\alpha} + h$,

3) $a = W - b$,

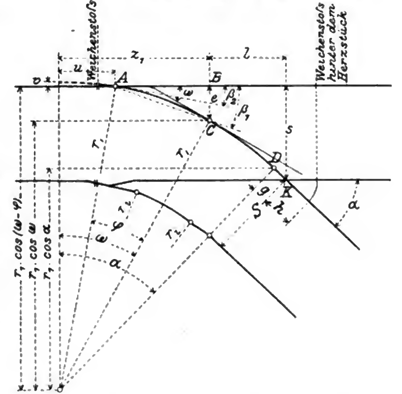
4) $p = b + (q - h)$.

Zur Gesamtlänge $W_1 = a + p$ der Weiche gehören die hinter dem Herzstück mit Rücksicht auf die Übereinstimmung der Schienenstöße in jedem Gleis einzuschaltenden Paßstücke $(q - h)$.

β) *Die Berechnungsgrundlagen.* Die Grundmaße sind nach Abb. 320:

1. Der Abstand e der Fahrkante an der Zungenwurzel,
2. der an der Zungenwurzel erreichte Winkel ω,
3. der Weichenwinkel α,
4. der Krümmungshalbmesser R,
5. die Herzstücksgerade g vor der Herzstücksspitze $g > 1{,}0$ m[165]).

Abb. 320. Berechnungsgrundlage der einfachen Weiche.



In Abb. 320, wo die Fahrkanten der Schienen dargestellt sind, bedeutet C die Zungenwurzel, A die Spitze, AC die Sehne der gekrümmten Zunge von der Länge l_1, e die Wurzelweite, r_1 der Halbmesser der Zunge. In A und C sind die Tangenten an den Zungen bzw. Weichenbogen gezogen.

Dann ist:

1) $\omega = \beta_1 + \frac{\varphi}{2}$,

und annähernd die Winkel gleich den Tangenten gesetzt, da die Winkel sehr klein,

2) $\text{tg}\,\omega = \text{tg}\,\beta_1 + \text{tg}\,\frac{\varphi}{2}$,

worin

$$\sin\beta_1 = \text{tg}\,\beta_1 = \frac{e}{l_1}$$

[165]) Vgl. A. Goering, Die Weichen, in Rölls Enzyklopädie des gesamten Eisenbahnwesens, Wien 1895, S. 3468 ff.

und

$$\sin\frac{\varphi}{2} = \operatorname{tg}\frac{\varphi}{2} = \frac{l_1}{2 r_1}.$$

Es ist e gegeben, r_1 und l_1 werden gewählt, zu bestimmen sind ω und φ, β_1 ist Hilfsgröße,

3) $v = r_1 - e - r_1 \cdot \cos\omega,$

4) $u = r_1 \sin\cdot\omega - l_1 \cos\beta_1,$

durch u und v ist der Mittelpunkt des Zungenbogens bestimmt,

5) $\operatorname{tg}\beta_2 = \operatorname{tg}\beta_1 - \operatorname{tg}\frac{\varphi}{2}.$

Die ganze Weichenlänge $W = z_1 + l + h.$

Aus Abb. 320 folgen für eine angenommene Herzstückgerade g und den Neigungswinkel α die Werte für r_1 und l, indem man sie einmal auf die Gleisachse und das andere Mal auf eine Senkrechte dazu projiziert.

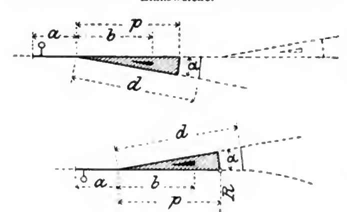
6) $W - z_1 - h = l = r_1 \cdot \sin\alpha + g\cdot\cos\alpha - r_1 \cdot \sin\omega = r_1 (\sin\alpha - \sin\omega) + g\cdot\cos\alpha,$

7) $s = e + r_1 (\cos\omega - \cos\alpha) + g\cdot\sin\alpha.$

Man kann aber zwei der vier Größen r_1, α, g und l annehmen und danach die beiden andern finden. Siehe das Weitere, besonders hinsichtlich der Regeln wegen der zu verwendenden Schienenlängen und der Stoßanordnung im Handb. d. Ing.-Wissensch., Bd. V, Kap. VI, S. 106 ff.

c) Das Linienbild der Weichen. Die Gleis- und Weichenanlagen werden in den Bahnhofsplänen nur mit den Mittellinien dargestellt. Der Weichenmittelpunkt, die Spitze des Weichendreiecks wird nach der Anweisung für das Entwerfen von Eisenbahnstationen von 1905 S. 12 durch einen kleinen Kreis oder auch einen senkrechten Strich bezeichnet. Der Querstrich vor dem Weichenbock bedeutet den Stoß vor der Zungenspitze, das Ende des schraffierten Dreiecks die Stöße hinter den auf das Herzstück folgenden Paßschienen, das Ende des schräg im Winkel angedeuteten Dreiecks, dessen Darstellung im allgemeinen jedoch nicht erforderlich ist, den Stoß hinter dem Herzstück selbst. Ferner wird die Neigung des Herzstückwinkels eingeschrieben und der Platz der Merkzeichen in der Entfernung d vom Weichenmittelpunkt angedeutet (Abb. 321 u. 322), was in Abb. 328, 330 u. 331 nicht geschehen ist.

Abb. 321 u. 322. Linienbild einer einfachen Rechts- und Linksweiche.

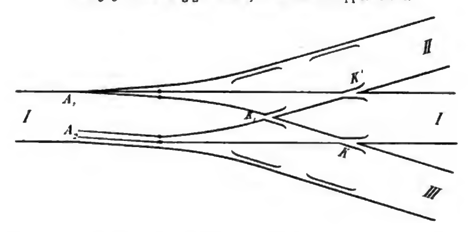


2. Die Doppelweichen. Doppelweichen entstehen, wenn in ein gerades Stammgleis eine Links- und Rechtsweiche mit den Zungenvorrichtungen entweder unmittelbar neben- oder dicht hintereinander eingelegt werden. Im ersteren Fall erhält man eine dreischlägige oder symmetrische Doppelweiche (Abb. 323 u. 324). Nachteile: Nebeneinanderliegen der Zungenpaare und Fehlen der Zwangschienen auf einer Seite der Kreuzungen K und K'. Im zweiten Fall ergibt sich eine zweiseitige oder verschränkte oder unsymmetrische Doppelweiche — oder Folgeweiche — (Abb. 325 u. 326)[166])

[166]) Die Abb. 325, 327, 329 u. 353 bis 355 sind nach FRIEDRICH ZIEGLER, Systematische Anleitung zur einheitlichen Ausgestaltung von Weichenverbindungen, Erfurt 1902, hergestellt.

oder eine einseitige Doppelweiche (Abb. 327 u. 328), die gegen die symmetrische gewisse Vorteile hat. Die ZIEGLERsche einseitige Doppelweiche ist unter Verwendung der regelmäßigen Zungenvorrichtungen und Herzstücke angeordnet[167]. Die Doppel-

Abb. 323. Dreischlägige oder symmetrische Doppelweiche.



weiche enthält außer dem einfachen Herzstück K mit der gewöhnlichen Neigung noch eine besondere, in der Krümmung liegende Schienenkreuzung (Mittelherzstück K'') mit einem größeren Winkel (vgl. Tab. VII, S. 314).

3. **Bogenweichen.** Die Zweibogenweiche mit krummem Stammgleis entsteht, wenn man an der Doppelweiche den geraden Strang fortläßt, und zwar: aus einer verschränkten Doppelweiche die konvexe oder unsymmetrische Zweibogenweiche oder Zweibogenweiche mit entgegengesetztem Krümmungssinn (Abb. 329 u. 331) und aus der einseitigen Doppelweiche die konkave Zweibogenweiche oder Zweibogenweichen mit gleichem Krümmungssinn (vgl. Abb. 330 und Schluß von § 33). Die Abmessungen der in die Pr. M. aufgenommenen zweiseitigen und einseitigen Zweibogenweichen mit stetiger Krümmung des Stammgleises für innere Abzweigung gehen aus Tabelle VII auf S. 314 hervor. Hier ist die Krümmung des Mutterstranges auch durch die Ablenkvorrichtung und das Herzstück durchgeführt. Die sonst 41 mm weite Spurrinne am Radlenker ist gegenüber dem mit einer Fahrkante in der Krümmung liegenden Herzstück um 9 mm erweitert.

Abb. 324. Linienbild der symmetrischen Doppelweiche.

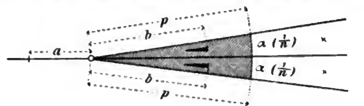


Abb. 325. Zweiseitige Doppelweiche.

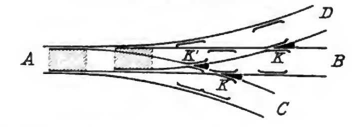
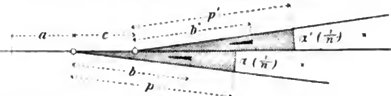


Abb. 326. Linienbild einer zweiseitigen Doppelweiche.

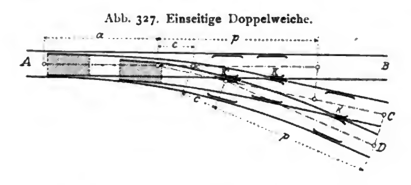


4. **Die Kreuzungsweichen.** a) Allgemeine Anordnung. Bei der Gleiskreuzung (vgl. Abb. 273, S. 295), die in Abb. 332 im Linienbild dargestellt ist, ist ein Übergang von Fahrzeugen aus dem einen in das andere Gleis nicht möglich. Bleibt der Kreuzungs-

[167]) Vgl. FRIEDRICH ZIEGLER a. a. O., S. 11.

winkel unter einem gewissen Maß, so kann man zwischen den Herzstücken einen oder zwei Gleisbogen einlegen, welche durch Zungenvorrichtungen an die Gleise der Kreuzung angeschlossen werden. Hierdurch erhält man die einfachen und die doppelten Kreuzungsweichen (Abb. 333 u. 334). Die Weichenzungen müssen den nötigen Platz zum Aufschlagen in dem spitzen Kreuzungswinkel finden. Für Kreuzungsweichen empfiehlt sich der Winkel 1 : 9, die Pr. M. lassen auch den Winkel 1 : 10 zu.

Abb. 327. Einseitige Doppelweiche.



b) Die Stellung und die Schutzstellung. Die Umstellung der doppelten Kreuzungsweiche geschieht α) bei den Handweichen, indem beide nebeneinander liegenden Zungenpaare auf derselben Weichenseite in entgegengesetzter Richtung auseinander-

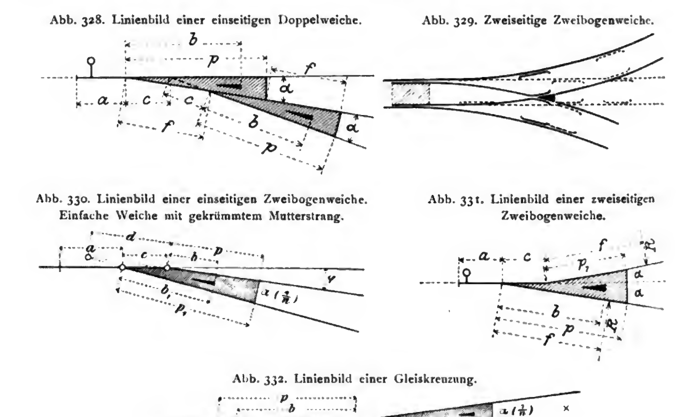


Abb. 328. Linienbild einer einseitigen Doppelweiche.

Abb. 329. Zweiseitige Zweibogenweiche.

Abb. 330. Linienbild einer einseitigen Zweibogenweiche. Einfache Weiche mit gekrümmtem Mutterstrang.

Abb. 331. Linienbild einer zweiseitigen Zweibogenweiche.

Abb. 332. Linienbild einer Gleiskreuzung.

schlagend, bewegt werden (Kreuzschaltung) (Abb. 335 bis 337). Dann sind entweder die beiden gekrümmten wie in Abb. 335 oder die beiden geraden Fahrwege gleichzeitig offen. β) Werden dagegen zwei nebeneinander liegende Zungenpaare gekuppelt und in derselben Richtung bewegt (gleichgeschaltet), so ist auf jeder Weichenseite ein gerader und ein krummer Strang offen, es steht aber immer nur eine Fahrstraße richtig, z. B. in Abb. 338: *A—B*. Aber auch ein von *C* kommendes Fahrzeug wird unter Umstellung der Zungenvorrichtung bei der Ausfahrt nach *B* abgelenkt. Es wird daher eine Zugfahrt in einem mit *AB* gleichlaufenden Gleis I geschützt, wie in Abb. 339 und nicht wie in Abb. 340 gefährdet. Es kann jedoch auch eine Kreuzschaltung an einem Ende und eine Gleichschaltung am anderen Ende der Weiche zur Ausführung kommen.

Abb. 333. Linienbild der einfachen Kreuzungsweiche.

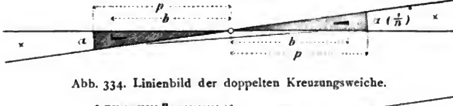


Abb. 334. Linienbild der doppelten Kreuzungsweiche.

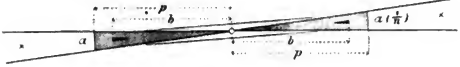


Abb. 335. Linienbild einer doppelten Kreuzungsweiche mit Kreuzschaltung für Handstellung mit Signalen.

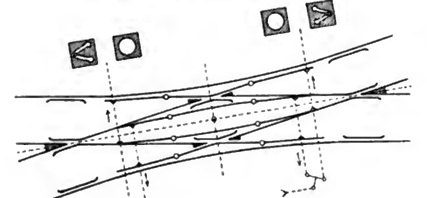


Abb. 336. Linienbild zu Abb. 335. Die Weiche steht auf die gekrümmten Fahrwege.

Abb. 337. Linienbild zu Abb. 335. Die Weiche steht auf die geraden Fahrwege.



Abb. 338. Doppelte Kreuzungsweiche mit Gleisschaltung und Schutzstellung.

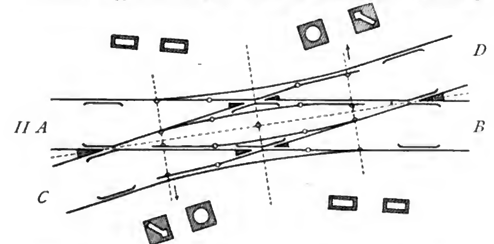


Abb. 339. Linienbild zu Abb. 338. Die doppelte Kreuzungsweiche in Schutzstellung gegen Gleis I.

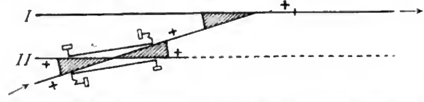
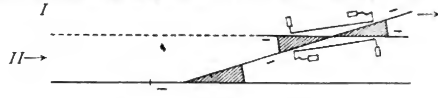


Abb. 340. Die doppelte Kreuzungsweiche (Abb. 338) in Gefahrstellung auf Gleis I weisend.



Für die sog. »Schutzstellung« ist die erstere Kuppelungsart, die Kreuzschaltung, nicht anwendbar, da sonst, wie in Abb. 335, eine Zugfahrt in Gleis I gegen Seitenbewegungen von der Weichenstraße oder Gleis II nicht gesichert wird. Bei Stellwerksstellung werden daher meist die Kreuzungsweichen nach β, d. h. auf dasselbe Ausfahrtgleis geschaltet.

c) Die Signale. Bei den doppelten Kreuzungsweichen mit Kreuzschaltung ist die Anordnung der Signale in Abb. 335, mit Gleichschaltung in Abb. 338 dargestellt. Bei Gleichschaltung werden vier, bei Kreuzschaltung zwei oder bei Stellung von einem Punkt aus durch einen Hebel eine einzige Signallaterne aufgestellt, die je nach der Stellung der vier Ablenkungsvorrichtungen auf geraden Strang oder Ablenkung (vgl. preußisches Signalbuch von 1907, S. 40) verschiedene, aber nach beiden Weichenenden hin übereinstimmende Signale zeigen, bei einer einzigen Laterne die Doppelpfeile bzw. die Rechtecke. Für die Ausfahrt aus dem linken oder rechten Gleis einer symmetrischen Weiche erhält die runde Scheibe rechts oder links einen schwarzen Winkel. Kommt Kreuzschaltung und Gleichschaltung nebeneinander zur Anwendung, dann genügen drei Laternenkästen. Vgl. die Signalbilder bei einfachen und doppelten Kreuzungsweichen im Leitfaden für Lehrstoff III der Eisenbahnschule »Betriebsdienst«, Breslau 1906, S. 41 u. 42.

5. Die Abmessungen der Weichenformen der preußischen Staatsbahnen gehen aus der Zusammenstellung VII hervor.

Tab. VII. Die Abmessungen der Weichenformen der Pr. Stb.[168])

Weichenform	cot α	α	a	b	c	p	p_1	f	R	W_1	Schienenform
Einfache Weiche[169])	10	5°42′38″	10,93	15,85	—	19,09	—	—	245	30,02	in 6d, außer für cot $\alpha = 7$,
	9	6°20′25″	9,33	14,42	—	17,59	—	—	190	26,92	
	7	8° 7′48″	7,67	11,35	—	12,93	—	—	140	20,60	
Kreuzungsweiche . .	10	5°42′38″	—	—	—	19,09	—	—	—	38,18	
Kreuzungsweiche . .	9	6°20′25″	—	—	—	17,59	—	—	—	35,18	
Zweiseitige Doppelweiche	10	5°42′38″	10,93	15,85	11,00	26,88	19,09	12,07	245	—	auch in Form 8a,
	9	6°20′25″	9,33	14,42	9,50	24,39	17,59	10,37	190	—	
	7	8° 7′48″	7,67	11,36	6,90	18,80	12,93	—	140	—	
Zweiseitige Zweibogenweiche . . .	10	5°42′38″	10,93	12,65	11,00	18,18	7,16	12,07	235/245	—	
	9	6°20′25″	9,33	11,43	9,50	16,24	6,72	10,37	180/190	—	
Zweiseitige Weiche $R = 500$ m . . .	10	5°42′38″	11,04	—	—	19,17	—	—	—	30,25	8a
Einseitige Doppelweiche	10	5°42′48″	13,45	15,85	5,25	21,10	19,09	10,44	190 180	34,55[171])	6d
Einseitige Zweibogenweiche[170]) . . .		$\varphi =$									
a) $R = 500$ m im Hauptgleis	10	2°48′13″	11,74	—	1,64	17,16	18,82	—	170	30,65	8a
b) $R = 750$ m im Hauptgleis	10	1°51′ 9″	11,38	—	1,72	17,33	19,02	—	190	30,43	8a

6. Die Weichenverschlingung (Abb. 341) entsteht, wenn man bei einer doppelten Kreuzungsweiche eines der geraden Gleise fortläßt.

---

[168]) Bei Form 8a, ändern sich zum Teil die Längen a, b, p, p_1 und W_1 um wenige Zentimenter. Vgl. »Die Weichen der preuß. Staatsbahnen«, Essen 1898—1905. Die Bedeutung der Größen α, a, b, c, p, p_1, f, R, W geht aus den Abb. 314, 326, 330 u. 331 hervor. Die badischen und bayerischen Bahnen zeigen auch cot $\alpha = 8$ mit $R = 165$ m.

[169]) Die einfachen Weichen 1 : 10 u. 1 : 9 sind auch als Federweichen mit Schienen 8a angeordnet.

[170]) Im Stammgleis gemessen.

[171]) Für die gleichgerichteten Abzweigungen. Diese Weichen haben federnde Zungen.

7. **Weichen und Kreuzungen für Schmalspurbahnen** werden nach denselben Grundsätzen ausgeführt, wie für Hauptbahnen. Die Herzstücksneigung beträgt gewöhnlich 1 : 7. Vgl. Abb. 342, 343 u. 344, welche in ihren Abmessungen Beispiele der sächsischen Schmalspurbahnen mit 0,75 m Spur darstellen.

Abb. 341. Weichenverschlingung.



Abb. 342. Linienbild einer einfachen Schmalspurweiche 1 : 7.

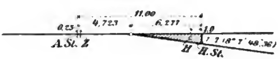


Abb. 343. Linienbild einer Schmalspurkreuzung. 1 : 7.



Abb. 344. Linienbild einer doppelten Schmalspur-Kreuzungsweiche 1 : 7.



Abb. 345 zeigt eine Gleisverbindung zwischen im Abstand von 4,0 m gleichlaufenden Gleisen. Eine Besonderheit bilden in den Anschlußbahnhöfen für Schmalspurbahnen die zweispurigen Weichen in zweispurigen, aus drei oder vier Schienensträngen bestehenden Gleisen. Vgl. Abb. 346, welche eine sächsische einfache Weiche für Voll- und Schmalspur (0,75 m), 1 : 8,5 zeigt.

Abb. 345. Gleisverbindung mit Schmalspurweichen 1 : 7.

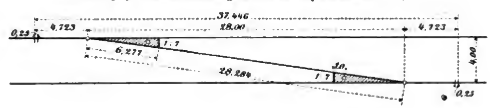
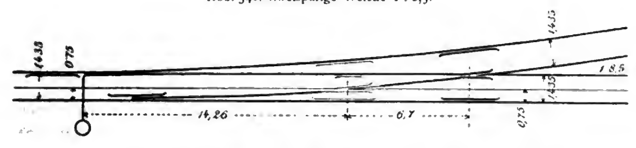


Abb. 346. Zweispurige Weiche 1 : 8,5.



Über die Unterhaltung der Weichen vgl. SCHUBERT in der Eisenbahn-Technik der Gegenwart in Bd. I, 1. Teil, S. 105; ferner den Leitfaden für Lehrstoff V der Eisenbahnschulen der Pr.-Hess. Staatsbahnverwaltung, Breslau 1906, S. 19, sowie den Kalender für Eisenbahntechniker 1908, S. 121.

§ 33. Die Gleisverbindung mittels Weichen.

1. **Die Abzweigung eines gleichlaufenden Gleises** ist in Abb. 347 dargestellt. Der Gleisabstand ist:

$$w = (p + u) \sin \alpha + r'_0 (1 - \cos \alpha),$$

wenn p und α, sowie zwei der drei Größen r'_0, u, w gegeben sind[172]).

[172]) Vgl. »Handbuch der Ing.-Wissensch.«, Bd. V, Kap. VI, S. 126.

2. **Die einfache und die doppelte Gleisverbindung.** Es werden zwei meist gleichlaufende Gleise durch ein drittes in der Weichenneigung eingelegtes Gleis mittels zweier einfachen Weichen verbunden.

Abb. 347. Abzweigung eines gleichlaufenden Gleises.

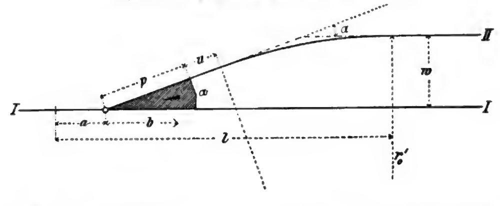


Abb. 348. Einfache Gleisverbindung.

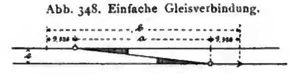
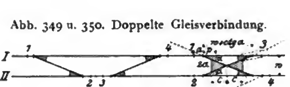


Abb. 349 u. 350. Doppelte Gleisverbindung.



Benutzt man in Abb. 348 eine Normalweiche 1 : 9, so ergeben sich bei einer Gleisentfernung von:

	3,5	4,0	4,5	5,0 m
a zu	31,50	36,00	40,50	45,00 m,
b zu	50,152	54,152	59,152	63,652 m.

Soll auch in umgekehrter Richtung eine Fahrt von I nach II möglich sein, so entsteht die doppelte Gleisverbindung, die nach Abb. 349 entweder nebeneinander angeordnet oder als Weichenkreuz nach Abb. 350 ineinander geschoben ist. Die Gleisentfernung muß im letzteren Falle $\geqq 4{,}2$ m sein.

An Stelle der einfachen Weichen 3 u. 4 kann auch eine doppelte Kreuzungsweiche oder eine verschränkte Doppelweiche (Abb. 350) treten.

In Abb. 351 ist die Kreuzung 1 : 4,444 mit anschließenden Weichen dargestellt. Das Maß *a* in Abb. 321 u. 322 beträgt für 1 : 9 und Schienen 8a 9,426, für Schienen 6d 9,326.

Abb. 351. Doppelte Gleisverbindung.

3. **Weichenstraßen** [173]. a) Die gerade einfache Weichenstraße. Ihre Anordnung geht aus Abb. 352 hervor. Aus dem in der Weichenneigung weiterlaufenden Stammgleis sind eine Reihe gleichlaufender Gleise mittels einfacher Weichen abgezweigt, die auch über die Weichenstraße gegebenenfalls unter Verwendung von Kreuzungsweichen, hinweggeführt werden können. In Abb. 352 wird $(p + u_1 + a) \cdot \sin \alpha = w_1$. Es dürfen sich an die Weichen auch gekrümmte Gleise statt gerader Gleise anschließen, wie dies in der Abbildung durch gestrichelte Linien angedeutet ist.

Legt man an Stelle der einfachen Weichen verschränkte Doppelweichen ein, so können zu beiden Seiten der Weichenstraße gleichlaufende Gleise abgezweigt werden. Die gerade Weichenstraße aus einseitigen Doppelweichen ist nach Abb. 353 u. 354 möglich.

[173] Vgl. SUSEMIHL, Gleisberechnungen, Berlin 1879. Von hier sind die Abb. 356 u. 358 entnommen.

Die einseitige Doppelweiche ermöglicht eine bessere Raumausnutzung mit allen hieraus folgenden Vorteilen für Bau und Betrieb, eine zweckmäßige Gleisentwicklung aus dem

Abb. 352. Gerade einfache Weichenstraße.

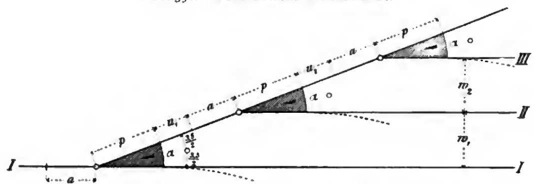


Abb. 353 u. 354. Gerade Weichenstraße aus einseitigen Doppelweichen.





Mittelstrang, sowie eine gute Verbindung mit andern Weichenformen (Abb. 355). Die Nachteile der Doppelweiche bestehen darin, daß die Zahl der Schienendurchschneidungen oder Herzstücke größer ist als bei den einfachen Weichen, 3 gegen 2.

Abb. 355. Gleisverbindung aus einseitigen Doppelweichen und andern Weichenformen.



b) **Die verkürzte Weichenstraße.** Da die gerade Weichenstraße rasch zu einer erheblichen Verkürzung der Gleise führt, so wendet man nach Abb. 356[173] die **verkürzte Weichenstraße** an, welche die Richtung der abzuzweigenden Gleise unter einem Winkel φ schneidet, der größer ist als der Herzstückwinkel. Es ist hinter der ersten Weiche ein Bogen eingeschaltet, der allerdings mit der folgenden Weiche einen Gegenbogen bildet. Die Weichenstraße muß zwischen den gleichlaufenden Gleisen eine solche Länge behalten, daß für die Weichen genügend Platz bleibt. Die gleichlaufenden Gleise sind mittels eines Bogens an die zugehörigen Weichen angeschlossen.

Abb. 356. Verkürzte Weichenstraße.

In Abb. 357 ist das **Weichenbüschel** unter Verwendung von zweiseitigen Doppelweichen für den Fall dargestellt, daß das Stammgleis die geradlinige Verlängerung des ersten der gleichlaufenden Gleise bildet. Über die Gleisentwicklung aus verkürzten Weichenstraßen und eine neue Form einer einfachen Weiche, welche nach K. Kiel dieselben Vorteile wie die einseitige Doppelweiche bietet, siehe Zentralblatt der Bauverwaltung 1902, S. 16.

c) **Die gekrümmte Weichenstraße** geht in ihrer Anwendung aus Abb. 358 hervor. Die Achsen der Seitengleise bilden hierbei ein Vieleck. Auch aus einseitigen und zweiseitigen Doppelweichen lassen sich gekrümmte Weichenstraßen bilden. Über die Verbindung gerader Weichenstraßen durch gekrümmte und gekrümmter durch gerade vgl. Ziegler a. a. O., S. 4.

Als Zielpunkte beim Entwerfen von Weichenverbindungen gelten: Mit möglichst geringer Weichenzahl soll eine möglichst große nutzbare Gleislänge gewonnen werden; Gegenbogen in den Krümmungen der Zweiggleise sollen vermieden und eine möglichst gute Raumausnutzung bei größtmöglichen Halbmessern erreicht, auch eine leichte Erweiterung der Gleisverbindung ermöglicht werden.

Abb. 357. Weichenbüschel.

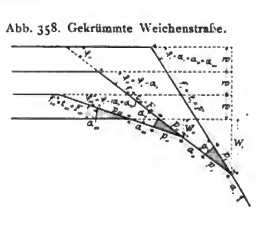


Abb. 358. Gekrümmte Weichenstraße.

Für das Entwerfen der Gleispläne genügt zunächst das zeichnerische Verfahren, und bei einer etwaigen Rechnung kann man annähernd den Sinus gleich der Tangente gleich dem Bogen setzen[174]).

4. Abzweigung aus dem Bogen. a) Man schaltet eine gerade Strecke von genügender Länge l nach Abb. 359 mittels zweier Bogen von kleineren Halbmessern

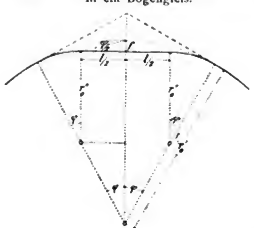


Abb. 359. Einschaltung einer geraden Strecke in ein Bogengleis.

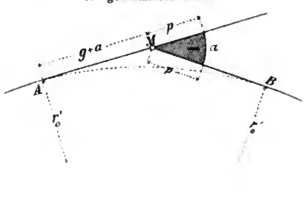


Abb. 360. Einlegung einer Normalweiche in ein gekrümmtes Gleis.

ein, so daß eine gewöhnliche einfache Weiche eingelegt werden kann und $l \geqq g + W_1'$ wird, worin W_1 (vgl. Abb. 314, S. 306) die Weichenlänge und g die etwa erforderliche Vorgerade ist.

Es ist aber:

$$\frac{l}{2} = (r_o' - r_o'') \sin \varphi \text{ und } f = \frac{l}{2} \cdot \operatorname{tg} \frac{\varphi}{2}$$

die seitliche Abweichung.

b) Unmittelbare Einlegung einer einfachen Weiche nach Abb. 360, so daß der Weichenmittelpunkt den Schnittpunkt von zwei an den Bogen gezogenen Berührenden

[174]) Vgl. A. Goering in der »Hütte« 1905, II, S. 582.

bildet. Es muß jedoch $r'_0 \cdot \mathrm{tg}\frac{\alpha}{2} \leqq g + a$ oder $\leqq p$ sein, wenn $p > g + a$ ist. In ähnlicher Weise kann man eine zweiseitige oder eine einseitige Zweibogenweiche einlegen[175]. Siehe § 32, 3, S. 311 und Eisenb.-Technik der Gegenw. II. Bd., 2. Abschn., 2. Aufl. 1908: Weichen und Kreuzungen von HIMBECK, S. 340 u. 350ff.

§ 34. Die Drehscheiben.

1. Allgemeines. Die Drehscheiben sind ebenso wie die Schiebebühnen mechanische Vorrichtungen, mittels derer einzelne Fahrzeuge von einem Gleis auf das andere gebracht werden können. Es muß jedoch das Fahrzeug und das erhebliche Eigengewicht der Vorrichtung mitbewegt werden. Die Drehscheiben gestatten besonders eine gute Ausnutzung der verfügbaren Grundfläche bei großer Leistungsfähigkeit gegenüber den Weichenverbindungen, die größere Wege für die Fahrzeuge erfordern. Die Gleise können hierbei unter einem beliebigen Winkel zusammenlaufen. Auch ermöglichen die Drehscheiben ein Drehen der Fahrzeuge um 180°, wie dies namentlich für Lokomotiven mit Schlepptendern, Postwagen, Dienst- und Aussichtswagen nötig wird.

Drehscheiben sind ebenso wie Schiebebühnen mit versenktem Gleis in den Hauptgleisen nach der B. O. nur an stumpfen Enden zulässig.

2. Wagen- und Lokomotivdrehscheiben. Man unterscheidet — von den Achsendrehscheiben abgesehen — Wagen- und Lokomotivdrehscheiben. Die ersteren werden in Eisenbahnwerkstätten verwendet, auch dienen sie zu Verschubzwecken besonders Güterbahnhöfen. Vgl. M. ODER, über Verschiebebahnhöfe im Handb. d. Ing.-Wissensch. Anordnung der Bahnhöfe von GOERING u. ODER, V. Teil, 4. Bd., I. Abt., Leipzig 1907, S. 59 und 74. Sie erhalten für Personen- und Gepäckwagen 5 bis 10 m und mehr im Durchmesser, für Güterwagen 4,4 m. Die Wagendrehscheiben tragen gewöhnlich zwei sich rechtwinklig oder drei unter einem Winkel von 60° kreuzende Gleise (Kreuz- oder Sterndrehscheibe). Auch zweigleisige und Pendel-Drehscheiben werden unter Umständen am Platze sein, vgl. M. ODER a. a. O. S. 75.

Lokomotivdrehscheiben (Abb. 361 u. 362)[176]) werden auf Kopfstationen und Lokomotivstationen, vor ringförmigen oder in kreisförmigen Lokomotivschuppen erforderlich. Sie erhalten für Lokomotiven ohne Tender in den Werkstätten 5 bis 10 m und für Lokomotiven mit Schlepptender bis 20 m und mehr Durchmesser, Pr. M. 16,2 u. 18,0 und 20,06 m Grubendurchmesser, der sich im übrigen nach der größten Länge der verkehrenden Lokomotiven richtet. Die längsten Lokomotiven sollen mit ihrem Schwerpunkt über der Mitte der Scheibe stehen können, da deren Beweglichkeit nur dann eine gute ist, wenn die Last fast ganz auf dem Mittelzapfen ruht. Die B. O. sieht > 16 m für H. B. vor bei Benutzung durch Militärzüge. Tenderlokomotiven brauchen nicht gedreht zu werden, da sie vor- und rückwärts mit gleicher Geschwindigkeit fahren dürfen, was bei Lokomotiven mit Schlepptender nicht der Fall ist (B. O. § 66).

Die Lokomotivdrehscheiben — eine Art von Drehbrücken — erhalten in der Regel nur ein Gleis (Teilscheiben). Die Bezeichnung »Scheibe« entspricht heute im allgemeinen nicht mehr der Bauart, sondern trifft fast nur noch für die Achsendrehscheiben zu (Vollscheiben).

---

[175]) Vgl. »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, Bd. V, Kap. VI, S. 135.

[176]) Die Abb. 359 u. 360 sind dem »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, Bd. V, III. Abt., Kap. VI: Weichen und Kreuzungen von F. LOEWE, S. 134 ff., die Abb. 361 bis 364 u. 366 bis 369 dem Kap. VII: »Drehscheiben und Schiebebühnen«, bearbeitet von Prof. GEORG MEYER, S. 153 bis 183, entnommen.

3. **Bauart.** Eine Drehscheibe mit 1 Gleis für Lokomotiven und für größere Wagen besteht aus (vgl. Abb. 361 u. 362):

Abb. 361 u. 362. Lokomotivdrehscheibe der preußischen Staatsbahnen.
Abb. 361. Querschnitt.

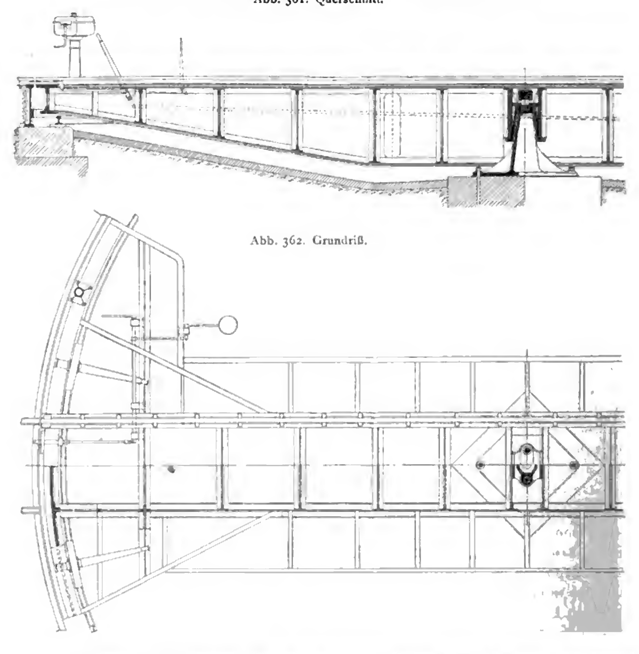


Abb. 362. Grundriß.

1. den Trägern zur Unterstützung des aus durchgehenden Fahrschienen bestehenden Gleises und der etwa vorhandenen Abdeckung,
2. den Bauteilen, die zum Drehen der Träger und zu ihrer Unterstützung in der Mitte und am Umfang angeordnet sind. Der Bock in der Mitte, auf dem die Träger mittels eines Zapfens aufruhen, heißt Königsstuhl,
3. der gemauerten, abgepflasterten und entwässerten Drehscheibengrube mit gußeiserner Einfassung und dem durch Quader unterstützten Rollkranz,
4. der Bewegungs- und Entlastungsvorstellung,
5. den Signalen und Sicherungseinrichtungen (Verriegelungen) zum Feststellen der Drehscheibe und Kennzeichnung ihrer Lage gegen das Fahrgleis durch eine Signalscheibe.

Das Gewicht einer Lokomotivdrehscheibe von 20,06 m Grubendurchmesser beträgt alles in allem 58,5 t, für die Drehscheibe allein 33,95 t.

4. **Bewegung und Feststellung.** Die Bewegung der Lokomotivdrehscheibe erfolgt durch Menschenkraft mittels eines Kurbelvorgeleges, dessen unteres Triebrad in einen Zahnkranz an der Grubeneinfassung eingreift; auch kann die Laufachse in derselben Weise angetrieben werden, was aber nicht so zuverlässig ist. Daneben sind Hülsen angeordnet zum Einstecken von hölzernen Drehbäumen. Der Antrieb erfolgt auch durch Dampf, Gas, Druckwasser, jetzt aber meist durch Elektromotor [177], der auch auf einen Schlepper angeordnet wird. Entlastungsvorrichtungen die zweckmäßig mit den Feststellungsvorrichtungen zu kuppeln sind, werden für viel benutzte Drehscheiben empfohlen [178]. Die Feststellung erfolgt durch von Hand mittels Hebels bewegter Schubriegel, mit dem ein Signal, auch Gleissperren verbunden sind. Zu lange Wagen werden unter Anheben, zu lange Lokomotiven unter Entkuppeln der Tender gedreht. Auch hilft man sich mit angeschraubten oder umlegbaren Auflaufschienen oder mitlaufenden Ringstücken.

Abb. 363. Verbindung von Strahlengleisen mit doppelter Durchschneidung.

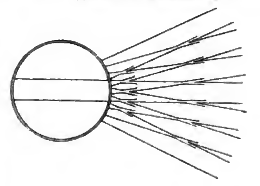


Abb. 364. Verbindung paralleler Gleise.



5. **Die Unterhaltung und Bedienung** der Drehscheiben wird meistens dem zuständigen Weichensteller mit übertragen.

6. **Anordnung der durch Drehscheiben zu verbindenden Gleise.** Die Gleise laufen strahlenförmig nach dem Mittelpunkt zusammen (Abb. 363); miteinander gleichlaufende Gleise werden nach Abb. 364 durch Einlegung von Bogen mit kleinem Halbmesser nach dem Mittelpunkt geführt. Man legt dann vor dem Drehscheibenumfang eine Gerade von 3 bis 6 m in das Gleis.

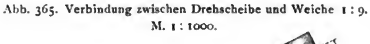
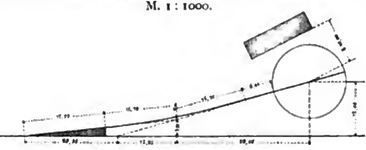


Abb. 365. Verbindung zwischen Drehscheibe und Weiche 1 : 9. M. 1 : 1000.



Man unterscheidet bei den Strahlengleisen keine, eine einfache, zweifache (vgl. Abb. 363) oder eine mehrfache Durchschneidung der Schienenstränge.

Es sind auch Drehscheiben mit zwei im gleichen Abstand vom Mittelpunkt gleichlaufenden Gleisen hergestellt worden, die sich u. U. für Gleisanlagen bei beschränktem Gelände empfehlen [179].

7. **Verbindung zwischen Drehscheibe und Weiche.** In Abb. 365 ist der Abstand des Mittelpunkts einer Drehscheibe von 16,2 m Grubendurchmesser vom nächsten Gleis zu 12,00 m bestimmt, an das sie mittels einer Weiche 1 : 9 und eines Bogens mit 180 m Halbmesser angeschlossen werden soll [180]. Nach der Anweisung für das Entwerfen von Stationen von 1905 soll dieser Abstand jedoch $>$ 12,5 m und bei einem Grubendurchmesser von 20,0 m $>$ 15,5 m betragen. Hierbei kann das nächste Gleis während des Drehens mit Sicherheit befahren werden.

---

[177] Vgl. »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, Bd. V, Kap. VII, S. 166 ff.

[178] Vgl. S. Fraenkel in der »Eisenbahntechnik der Gegenw.«, II. Bd., 2. Abschn., 2. Aufl. 1908, Drehscheiben und Schiebebühnen, S. 412.

[179] Zentralbl. d. Bauverw. 1899, S. 172.

[180] Vgl. A. Goering in der »Hütte« 1905, II, S. 588 bis 590 ff. und in Luegers Lexikon, 2. Aufl., S. 90.

§ 35. Die Schiebebühnen.

1. **Allgemeines.** Die Schiebebühne verbindet gleichlaufende Gleise, indem ein Gleisstück, getragen durch die Schiebebühne — eine Gleisbrücke —, seitlich, senkrecht zu seiner Richtung, verschoben wird. Die Schiebebühnen erfordern wenig Raum, sind aber nicht leistungsfähig wegen der größern Zeiterfordernis. Man baut Wagen- und Lokomotivschiebebühnen zur Verwendung auf Bahnhöfen, in Lokomotiv- und Wagenschuppen, Werkstätten, an den Gleisenden der Kopfbahnhöfe, auch für Verschubzwecke, namentlich in Hafen- und Zechenbahnhöfen. Die Länge der Schiebebühnen ist gleich dem größten zu bewegenden Radstand + 0,5 m, für Güterwagen = 5,0 m, für Personenwagen, Tenderlokomotive und Lokomotiven ohne Tender 7,5 bis 12 m und mehr; für Lokomotiven wird die Grubenbreite nach den Pr. M. zu 16,20 m bis zu 20,0 m genommen. Die Anzahl der Laufschienen beträgt 3—6, die mittleren werden meist als Doppelschienen ausgebildet. Man legt auch Wagenschiebebühnen zur Erleichterung der Bewegungsarbeit in der Lastrichtung in ein geringes Gefälle von 1,5 bis 2 ‰, wenn in der einen Richtung nur beladene, in der anderen nur leere Wagen zu befördern sind.

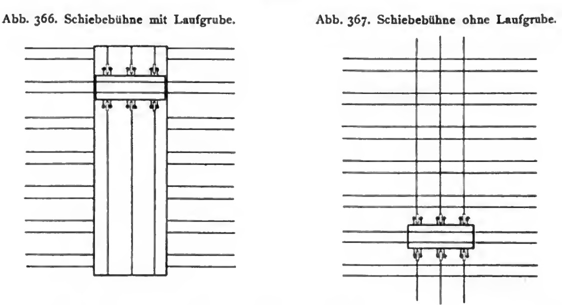
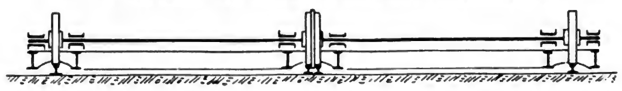


Abb. 366. Schiebebühne mit Laufgrube. Abb. 367. Schiebebühne ohne Laufgrube.

Abb. 368. Schiebebühne, deren Führung durch symmetrische Mittelräder bewirkt wird.



Man unterscheidet Schiebebühnen (Abb. 366 bis 368):

a) mit versenktem, b) ohne versenktes Laufgleis.

2. **Die Schiebebühne mit versenktem Gleis** ist wegen der Gleisunterbrechung in durchgehenden Hauptgleisen unzulässig, jedoch an deren Enden gestattet. Die Grubentiefe soll $\geqq$ 0,50 m und gut entwässert sein. Die Wagen brauchen beim Auffahren nicht gehoben zu werden, was bei der Bauart mit nicht versenktem Gleis geschehen muß.

Die Lokomotivschiebebühnen nach Pr. M. zeigen, ähnlich wie in Abb. 368, an den beiden Enden glatte Räder, dazwischen aber auf drei Reihen doppelter Laufschienen in 4 m Entfernung Räder mit mittlerem Spurkranz. Die Querträger, welche die außerhalb der Längsträger und der Umgrenzung des lichten Raums liegenden Räder zwischen sich

fassen und an deren Achslagern aufgehängt sind, gehen durch, die die Fahrschienen tragenden Längsträger sind an ihnen gestoßen. Die Schiebebühnen für Lokomotiven und Wagen unterscheiden sich meist nur durch die schwerere oder leichtere Bauart.

Das Gewicht einer 20 m langen versenkten Lokomotivschiebebühne beträgt 47,8 t.

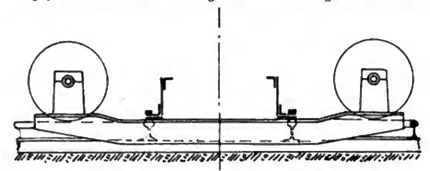
3. **Schiebebühnen mit nichtversenktem Gleis.** Die unversenkte Schiebebühne vermeidet die Nachteile der Laufgrube. Man unterscheidet Schiebebühnen:

a) mit innerhalb der Längsträger liegenden, dann kleineren Rädern, die in ihrer Höhe durch die über sie hinweggehenden Achsen der zu verschiebenden Fahrzeuge beschränkt sind;

b) mit außerhalb liegenden, größeren Rädern (vgl. Abb. 369);

c) mit außen und innen liegenden Rädern.

Abb. 369. Schiebebühne ohne Laufgrube mit außen liegenden Laufrollen.



Bauart a. Damit die, die Räder des zu bewegenden Fahrzeugs tragenden Längsträger der Bühne und die Spurkränze ihrer Räder frei über die Fahrgleise hinweggehen können, muß das Bühnengleis wenigstens 60, das Laufgleis 15 mm höher liegen als das Fahrgleis. Durch den ersteren Höhenunterschied wird das Aufschieben der Fahrzeuge, wozu bewegliche, sich auf die Schienen der Fahrgleise auflegende Zungen dienen, sehr erschwert. Die Gleiskreuzung wird nach Abb. 272, S. 293 hergestellt. Zur besseren Überschreitung der Lücke werden paarweise versetzte Rollen (Hilfsräder) auf Zwillingslaufschienen statt nur je einer Laufrolle angebracht.

Bei der Bauart b, die den Pr. M. von 1894 für Wagen entspricht und sich auf für leere Lokomotiven ohne Tender eignet, sind zur Erzielung einer größeren Höhe für die Querträger, wie in Abb. 369, die Fahrschienen unterbrochen, und die Querträger gehen durch die möglichst engen Schlitze hindurch. Die Längsträger liegen dann über den Querträgern. Die Anordnung ist in Hauptgleisen nur an stumpfen Enden zulässig.

Die Bauart c dient für Verschieben von Wagen. Die Fahrschienen können ununterbrochen durchgehen; deshalb eignet sich diese Bauweise auch für Hauptgleise.

4. **Bewegung und Feststellung.** Die Bewegung erfolgt von Hand oder mit Maschinenkraft, Dampf, Druckwasser, Gas und, besonders wo eine Stromquelle vorhanden ist, durch Elektrizität bei oberirdischer Stromzuleitung. Dampfmaschine und Kessel sind häufig, wie der elektrische Antrieb, auf der Schiebebühne selbst angebracht. Die Antriebsvorrichtung befindet sich unter Umständen auch auf einem besondern angekuppelten Wagen. Auch ist ein Antrieb durch ein Seil ohne Ende angewendet worden. Die Bewegungswiderstände sind meist größer als sie sich berechnen lassen. Für das Heranholen der Wagen dient oft eine Windevorrichtung mit Seil. Die Feststellung erfolgt auch hier durch Schubriegel.

J. Bahnhofsanlagen.

§ 36. Betriebstechnische Grundlagen. Außer den auf S. 170 unter 4 Nr. 1 bis 4 genannten amtlichen Vorschriften kommt für die Pr.-H. Stb. hier noch in Betracht die Anweisung für das Entwerfen von Eisenbahnstationen mit besonderer Berücksichtigung der Stellwerke (A. f. S.), Ausgabe 1905, sowie die Fahrdienstvorschriften (F. V.) vom 1. August 1907, gültig bei fast allen deutschen Eisenbahnverwaltungen [181]).

1. Begriff und Gattungen der Züge. Züge im Sinne der B. O. § 54 (geschlossene Züge) sind die auf die freie Strecke übergehenden, aus mehreren Fahrzeugen bestehenden Züge, einzeln fahrende Triebwagen und Lokomotiven.

Die Eisenbahnzüge werden unterschieden nach ihrer Geschwindigkeit und ihrem Zweck, der Rangfolge nach in Schnell- und Eilzüge, Personen-, Militär-, Eilgüterzüge (wie auch Vieh- und Postsonderzüge), Frachtgüterzüge, Werkstättenprobezüge und Arbeitszüge, Revisions- und Hilfszüge. Die B. O. hat den Begriff »gemischte« Züge fallen lassen und unterscheidet nur Personen- oder Güterzüge, je nachdem die Züge vorwiegend der Personen- oder Güterbeförderung dienen.

Die Personenzüge befördern auch das Gepäck, das Post- und Eilgut, Leichen und Tiere.

Die Güterzüge wiederum zerfallen in Nahgüterzüge, in Durchgangs- und Ferngüterzüge; ferner in Stück- und Eilgüterzüge.

Fahrdienstlich unterscheidet man regelmäßig, auf Grund eines allgemeinen bestimmten Fahrplanes verkehrende Züge und Sonderzüge, die nur auf besondere Anordnung verkehren. Zu den Sonderzügen gehören die Vor- oder Nachzüge, Bedarfszüge, Pulverzüge, Arbeitszüge, Lokomotiv- und Probefahrten. Die Sonderzüge der Allerhöchsten Herrschaften haben in der Regel vor den übrigen Zügen den Vorrang: dringliche Hilfszüge gehen allen anderen Zügen vor. Für den Verkehr der Züge sind der Fahrplan und die Fahrdienstvorschriften maßgebend.

Die Fahrgeschwindigkeit hängt ab von der Bauart und Stellung der Lokomotiven, von der Anzahl der vorhandenen Wagenachsen, der bedienten Bremsachsen und der Beschaffenheit der Strecke, den Krümmungen und Steigungen. Unter Berücksichtigung der hierdurch festgesetzten Grenzen darf nach der B. O. bei Hauptbahnen die Geschwindigkeit v in km für die Stunde höchstens betragen: bei Personenzügen je nach dem Fehlen oder Vorhandensein einer durchgehenden Bremse 60 bzw. 100 km, bei Güterzügen 45 bis 60 km, bei Arbeitszügen 45 km. Auf Nebenbahnen und Lokalbahnen soll nach der B. O. und den Gz. f. L. $v \leqq 30$ km sein, auf Nebenbahnen für Personenzüge mit durchgehender Bremse und höchstens 26 Wagenachsen auf Vollspur bei eigenem Bahnkörper $v \leqq 40$ bis 50 km.

Die größte zulässige v kann bei H. B. in Gefällen von 3‰ bis 120 km anwachsen, ist aber in Gefällen von mehr als 7,5‰ und in Krümmungen von weniger als 1300 m Halbmesser herabgesetzt (B. O., § 66).

Die größte Stärke der Züge richtet sich nach der Fahrgeschwindigkeit. Auf Hauptbahnen darf nach § 54 der B. O. für Personenzüge bei einer Fahrgeschwindigkeit von $v \leqq 50$ bis > 80 km/Std. die Zahl n der Wagenachsen höchstens betragen: 80 bis 44, bei Güterzügen bei $v \leqq 45$ bis $= 60$ km/Std., $n = 120$ bis 60, bei günstigen Streckenverhältnissen bei $v < 45$ km/Std. $n = 150$. Bei Militärzügen und fahrplanmäßigen gemischten Zügen darf bei $v \leqq 45$ km/Std. bei H. B. und $v \leqq 30$ km bei N. B. $n \leqq 110$ für Personenzüge sein. Bei Nebenbahnen muß bei $v \leqq 30$ bis > 40 km/Std. für Personenzüge $n < 80$ bis 26, bei Güterzügen bei $v < 30$ km $n \leqq 120$ sein. Nach den

[181]) Vgl. O. Luegers »Lexikon der gesamten Technik« 2. Aufl., III. Bd., S. 279 u. 324 »Eisenbahnbetrieb« und »Eisenbahnverkehr« von W. Cauer.

Gz. f. L. sind bei den drei Spurweiten von 100, 75 und 60 cm gestattet $n \leqq 80$, 60 und 60 Achsen, bei Vollspur $n < 120$. Eine sichere Wirkung der durchgehenden Bremse verlangt $n < 60$.

2. **Ausrüstung der Züge mit Bremsen.** Die Zahl der in einen Zug einzustellenden Bremsen hängt ab von der Neigung s der Strecke, der Fahrgeschwindigkeit und der Achsenzahl des Zuges (vgl. die Bremstafeln für H. B. und N. B. in der B. O., § 55 und F. V. § 87, S. 96). Bei $s > 5\,^0/_{00}$ in einer Länge von > 1000 m muß der letzte Wagen eine bediente Bremse haben. Personenzüge, die eine $v > 60$ km bei H. B. und 30 km bei N. B. erreichen, müssen mit durchgehender Bremse ausgerüstet sein.

3. **Lokomotiven und Wagen.** Die Beförderung der Züge und die größeren Verschubbewegungen erfolgen durch die Lokomotiven, deren erforderliche Leistungen und somit ihre Zahl aus dem Fahrplan ermittelt werden. Die gewöhnliche Stellung der Lokomotive im Zuge ist an dessen Spitze mit dem Schornstein voran. Eine Fahrt mit dem Tender voran bedingt $v < 45$ km/Std.; eine zweite Maschine kann an der Spitze oder auf einzelnen steilen Strecken zum Schieben am Schlusse eingestellt werden. Für geschobene Züge ohne führende Lokomotive muß bei H. B. $v < 25$ km sein. Während der Lauf der Lokomotive auf den Heimatsbezirk in der Regel beschränkt wird, soll der Wagenumlauf, besonders im Güterverkehr möglichst unbeschränkt sein. Im Personenverkehr erfolgt die Wagengestellung nach einem feststehenden Zugbildungsplan, im Güterverkehr ist dies untunlich, und es muß der Bedarf an Wagen von Fall zu Fall geregelt werden.

Art und Reihenfolge der in Güterzüge einzustellenden Wagen wird den Stationen vorgeschrieben. Die Stärke der Güterzüge schwankt bis zu der zulässigen Grenze, be starkem Verkehr werden Bedarfszüge gebildet, oder es wird Vorspann genommen. Die Zugbildung erfolgt mit Rücksicht auf die Sicherheit (Zahl und Verteilung der Bremsen auf Grund der Fahrplanbücher und der Fahrdienstvorschriften (F.V.), Schutzwagen hinter der Lokomotive), auf den Wagenübergang und die Umbildung während der Fahrt. Die Stellung der Schutzwagen (hierfür dient der Pack-, im Notfalle der Postwagen) kommt bei Kopf- und Wendestationen in Frage. Über die Stellung der Post-, Kurs-, Eilgut-, Vieh- und Übergangswagen, sowie bei gemischten Zügen der Güterwagen — vor (was hier die Regel) oder hinter den Personenwagen — entscheiden die örtlichen Verhältnisse und die Gleisanlage der Stationen, auch die Ausrüstung der Wagen mit durchgehenden Bremsen und Dampfheizung, die Art der Kuppelung und die Zahl der Achsen (unter Umständen Ausschluß dreiachsiger Personenwagen).

In den Güterzügen sollen schwere Fahrzeuge möglichst vorn, leere hinten, Langholzwagen am Schlusse laufen. Diese Vorschrift ist für Gleisverbindungen der Stationen mit Langholzverkehr zu beachten. Man stellt zur Vereinfachung der Verschubbewegungen beim Ein- und Aussetzen die nach Stationen und Richtungen zusammengehörigen Wagen tunlichst zusammen in den Zug ein.

Die Verbindung der Wagen untereinander erfolgt:

a) in der Regel durch Schraubenkuppelung (mit Sicherheitskuppelung);

b) durch Kuppelstangen oder Langbäume, oder auch durch die Ladung selbst bei Verladung von langen Gegenständen auf zwei getrennten Drehschemelwagen. Vgl. § 11, 3, S. 209.

Zur Gewichtsfeststellung der Ladungen dienen die Brückenwagen und zur Prüfung der Ausladung der Beladung offener Wagen die Lademaße des V. d. E. V.[182])

---

[182]) Vgl. HEUSINGERS Kalender für Eisenbahn-Techniker 1908, I. Teil, S. 171.

4. Fahrvorschriften. In Deutschland wird auf zweigleisigen Bahnstrecken rechts gefahren; vgl. Fahrdienstvorschriften § 12 u. B. O. § 53. In Österreich-Ungarn, England, Frankreich, Belgien und der Schweiz dagegen fährt man links.

Kein Zug darf von einer Zugfolgestelle ab- oder durchgelassen werden, ehe nicht festgestellt ist, daß der letzte in derselben Richtung vorausfahrende Zug die nächste Zugfolgestelle (vgl. S. 327) erreicht hat (Raumfolge, § 65 der B. O.). Auch auf Nebenbahnen ist diese Vorschrift für die Zugfolge bei einer Geschwindigkeit von > 15 km gültig. Bei eingleisigem Betriebe darf außerdem kein Zug abgelassen werden, wenn nicht feststeht, daß das Gleis bis zur nächsten zur Kreuzung geeigneten Station durch einen Gegenzug nicht beansprucht wird. Auf Bahnen mit besonders dichter Zugfolge ist Streckenblockung einzurichten, so daß das Einfahrsignal für einen vorliegenden Streckenabschnitt unter Verschluß der nächsten Zugfolgestelle liegt, und sich innerhalb jeden Streckenabschnittes nur ein Zug befindet (vgl. Abschnitt K, § 50).

Bei starkem Personen- und Güterverkehr soll die gleichzeitige Ein- und Ausfahrt der Güterzüge der entgegengesetzten Richtungen aus den Stationen möglich sein.

5. Signale. Die Form und Stellung der Signale muß der Signalordnung (S. O.) und auf den Pr.-H. Stb. dem Signalbuch (S. B.) entsprechen (vgl. K, § 45). In der Grundstellung müssen die Ein-, Ausfahr-, Wege- und Blocksignale »Halt« zeigen. Vgl. aber F.-V. § 22, 2.

Die Bahnhöfe der Hauptbahnen sind durchweg, Haltepunkte nur unter besonderen Umständen, desgl. Kreuzungsstationen von Nebenbahnen, wenn $v < 40$ km oder nach besonderer Bestimmung mit Einfahrsignalen und Vorsignalen und Hauptbahnhöfe mit Ausweichgleisen auch mit Ausfahrsignalen zu versehen (B. O. § 21).

Für die Weichen in den Hauptgleisen und, soweit es die Sicherung der Zugfahrten erfordert, auch in den Nebengleisen, ist eine bestimmte Grundstellung als Regel vorgeschrieben. Jede Weiche, gegen deren Spitze fahrplanmäßige Züge fahren — jede Spitzweiche einer H. B., innerhalb der Bahnhöfe, jede unverschlossene außerhalb derselben muß während des Durchgangs des Zuges durch das zugehörige Fahr- bzw. Deckungssignal verschlossen gehalten oder durch Verschluß oder Bewachung gegen fremden Eingriff gesichert werden. Außerhalb der Bahnhöfe liegende unverschlossene Weichen sind ebenso wie Kreuzungen in Schienenhöhe bei H. B. und N. B. durch Hauptsignale zu decken, die wie Einfahr-, Blocksignale, unter Umständen auch die Ausfahrsignale mit Vorsignalen zu versehen sind (vgl. B. O. § 21 u. 50).

Die Zugfolgestellen der H. B. sowie der N. B., wenn $v > 40$ km, müssen zur Verständigung untereinander mit elektrischen Telegraphen ausgerüstet sein. Bei Nebenbahnen genügt der Fernsprecher.

6. Stationsdienst. Der gesamte Stationsdienst wird verantwortlich vom Vorsteher geleitet und überwacht. Auf jeder Zugfolgestelle muß während der Dienstdauer der Fahrdienstleiter anwesend sein, der den Zugdienst in eigener Verantwortung regelt. Die übrigen Geschäfte des Fahrdienstes werden gleichfalls vom Fahrdienstleiter oder von einem besonderen Aufsichtsbeamten wahrgenommen. Auf jedem Bahnhof muß ein Merkbuch (Merkblatt, Bahnhofs-Dienstanweisung) vorhanden sein; vgl. F. V. § 7, S. 14.

§ 37. Begriff und Einteilung der Stationen und der Bahnhöfe. Diejenigen Betriebsstellen einer Bahnlinie, auf denen die Züge des öffentlichen Verkehrs regelmäßig halten, nennt die B. O. Stationen. Die Grenze zwischen den Stationen und der freien Strecke wird gebildet durch die Einfahrsignale, oder wo solche nicht vorhanden sind, durch die Eingangsweichen.

Der Zweck der Bahnhofsanlagen besteht in der Aufnahme und Abgabe des den Eisenbahnen zugeführten und von ihnen angebrachten Verkehrs und der Schaffung

der Vorbedingungen für die Abwicklung und Aufrechterhaltung des Betriebes (vgl. S. 178). Hiernach ergeben sich folgende fünf Einteilungsarten:

Nach der allgemeinen Verkehrsbedeutung unterscheidet die B. O.:

a) Bahnhöfe als Stationen mit mindestens einer Weiche für den öffentlichen Verkehr. Alle Züge halten oder ein Teil der Züge fährt durch. Die Bahnhöfe werden nach der Größe des Personen- und Güterverkehrs wieder in Bahnhöfe I., II., III. u. IV. Klasse eingeteilt. Indessen gibt es auch Stationen I. Klasse, die lediglich dem Verschubverkehr dienen, z. B. Osterfeld-Süd (Bez. Essen).

b) Haltepunkte als Stationen ohne irgendeine Weiche für den öffentlichen Verkehr (nur Personenverkehr, die Güterzüge und meist ein Teil der Personenzüge fahren durch).

1. **Einteilung nach der Art des Verkehrs** in:

a) Anlagen zur Abfertigung des Personenverkehrs und des damit zusammenhängenden Gepäck-, Post- und des Eilgutverkehrs (Personenbahnhöfe);

b) Anlagen zur Abfertigung des Güterverkehrs, und zwar für den Versand und Empfang des Stückgutes und des Rohgutes in Wagenladungen, von Fahrzeugen, sowie eines größeren regelmäßigen Viehverkehrs (Güterbahnhöfe);

c) Anlagen für besondere Verkehrszwecke, z. B. Kohlen-, Zechen-, Hafenbahnhöfe, Postbahnhöfe, Ausstellungs- und Auswandererbahnhöfe.

Sowohl der Personen- als der Güterverkehr kann hierbei von Land zur Bahn, von Bahn zu Bahn, oder auch von Wasser zur Bahn (Umschlagsverkehr in Hafenbahnhöfen) oder umgekehrt gehen.

Auf kleineren und mittleren Bahnhöfen sind die Anlagen für den Personen- und Güterverkehr sowie für die Betriebszwecke und dann auch die betreffenden Dienstzweige vereinigt, bei größerem Verkehr getrennt.

2. **Einteilung nach den Anforderungen des Betriebes.** Es werden erforderlich Anlagen:

a) für die Ein- und Ausfahrt, sowie die Durchfahrt der Züge;

b) für den Zugdienst im engeren Sinne, die Bildung, Bemannung, Ausrüstung, Umbildung, Verstärkung, Trennung, Überführung, Vereinigung und Auflösung der Züge. Man unterscheidet:

α) *Zugbildungsstationen, auch Ursprungsstationen* an wichtigen Knotenpunkten und an den Grenzen von Betriebsbezirken für Personen- und Güterzüge, verschieden je nach der Art der Züge mit Abstellbahnhöfen für den Personenzugdienst (Abb. 380), Verschub- und Sammelbahnhöfen für den Güterzugdienst. Bei kleineren Bahnhöfen sind die Anlagen für den Verschubdienst mit denen für den Personen- und Güterverkehr vereinigt;

β) *Betriebsstationen ohne öffentlichen Verkehr, Trennungs-, Anschluß-, Übergangs- und Kreuzungsstationen*;

c) für die Gestellung der Zugkraft, d. i. den Lokomotivdienst:

α) *Lokomotivwechselstationen*, in der Regel für die Gestellung und den Wechsel der Lokomotiven; Entfernung im Flachland 100 bis 180 km für Güter- bzw. Schnellzüge.

β) *Wasserstationen.* Ihre Entfernung ist vom Wasserverbrauch, von der Größe des Tenders und den Steigungen der Strecke abhängig und beträgt bis 180 und herab bis 30 km bei Schnell- und Güterzügen.

d) für die Regelung des Laufes der Züge, der Meldung, die Abfertigung und Sicherung der Züge. Danach teilt man die Stationen ein in:

α) *Zugmeldestellen*, denen die Verständigung über den Zugverkehr obliegt.

β) *Zugfolgestellen*, zwischen denen sich bei eingleisigen Bahnen nur ein Zug, bei zweigleisigen Bahnen nur ein Zug derselben Richtung auf der Strecke befinden darf.

Blockstellen[183]) sind Zugfolgestellen, die nicht zu den Bahnhöfen gehören, ihre geringst Entfernung beträgt 1,5 bis 2 km.

γ) *Signalstationen* zur Deckung von Gefahrpunkten, Haltepunkten können innerhalb einer Zugfolgestrecke liegen, ohne Zugfolgestelle zu sein (S. O. § 50, 1 u. F. V. § 22, 2).

δ) *Überholungsstationen*, in denen ein schneller fahrender Zug einen langsamer fahrenden Zug überholen kann.

ε) *Kreuzungsstationen* auf eingleisigen Strecken schon in 8 km Entfernung;

e) für den Werkstättendienst zur Unterhaltung der Betriebsmittel: Werkstättenbahnhöfe.

3. Einteilung der Bahnhöfe nach ihrer Lage zum Bahnnetz[184]).

a) Endbahnhöfe (*F*, *G*, *D* und *K* in Abb. 370) sind die Anfangs- oder Endpunkte eines regelmäßigen Zugbetriebes, z. B. Frankfurt a. M., Altona oder einer anderen Verwaltung, z. B. Aschaffenburg, oder eines anderen Landes — Grenzbahnhöfe, Basel. Eydtkuhnen, Avricourt.

Abb. 370. Lage der Bahnhöfe zum Bahnnetz.

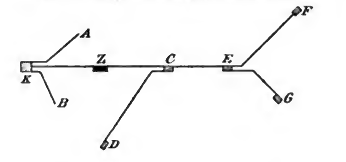
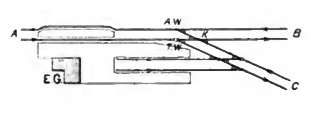


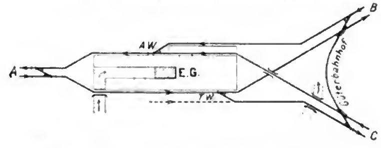
Abb. 371. Anschlußstation.



b) Zwischenbahnhöfe (*Z* in Abb. 354) an durchgehenden Linien ohne Abzweigungen, die meist die Durchgangsform (vgl. Abb. 458, S. 354) haben.

c) Anschluß- oder Trennungsbahnhöfe (*C* und *E* in Abb. 370, 371 und 372) mit dem Anschluß oder der Abzweigung einer oder mehrerer Bahnen. In letzterem Fall entsteht ein »Knotenpunkt« (Abb. 373).

Abb. 372. Trennungsstation mit Richtungsbetrieb.



d) Berührungsbahnhöfe (Abb. 374) und

e) Kreuzungsbahnhöfe (Abb. 375 und 376). Hierzu gehören auch die Überschreitungs-, Turm- oder Brückenstationen (Abb. 377).

Hierbei ist die eine Bahnlinie durch Anrampung schienenfrei über die andere geführt, so daß am Kreuzungspunkt zwei in verschiedener Höhe liegende Personenhaltepunkte entstehen. In Abb. 338 steigt die Bahn von links nach rechts mit 5‰ an und fällt

[183]) Eine Blockstelle kann gleichzeitig ein Haltepunkt sein.

[184]) Vgl. auch: Sammlung von Übersichtsplänen wichtiger Abzweigungsstationen der Eisenbahnen Deutschlands. 8. Aufl., Berlin 1907. Wegen der Darstellung der Bahnhofsanlagen in verzerrtem Maßstabe siehe § 39, S. 333. In den folgenden Abbildungen bedeutet:

E. G. = Empfangsgebäude,	Br. W. = Brückenwage,	Z. = Ausziehgleis,
G. S. = Güterschuppen,	L. S. = Lokomotivschuppen,	D. = Durchlaufgleis,
G. B. = Güterbahnhof,	Br. = Brunnen,	N. = Nebengebäude,
L. R. = Laderampe,	W. St. = Wasserstation,	K. = Kohlenbansen,
L. M. = Lademaß,	W. T. = Wasserturm,	W. = Wasserkran.

dann um ebensoviel nach dem Güterbahnhof herunter, von dem aus ein Verbindungsgleis nach dem Güterbahnhof der anderen tief liegenden Linie geführt ist.

Die verschiedenen Arten können sich bei einem Bahnhof vereinigt vorfinden; so zeigt z. B. Abb. 379[185] und 380, S. 330 eine vereinigte End- und Zwischenstation

Abb. 373. Knotenpunktstation.

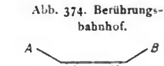


Abb. 374. Berührungsbahnhof.

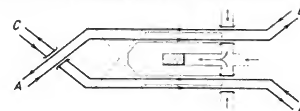


Abb. 375. Kreuzungsstation mit Linien-(Keil-)Betrieb.

(Wendestation) für einen daselbst aufhörenden und umkehrenden Vorortsverkehr mit dem Wendegleis nach der Richtung des schwächeren Verkehrs[185]. Bei dieser Anordnung wartet immer die Lokomotive des zuletzt gewendeten Vorortzuges bei K auf den folgenden, von der Zugmaschine in das Wendegleis zurückzuziehenden Zuges, um ihn nach dem Hauptort zurückzubefördern. Der Fernverkehr geht weiter bzw. durch.

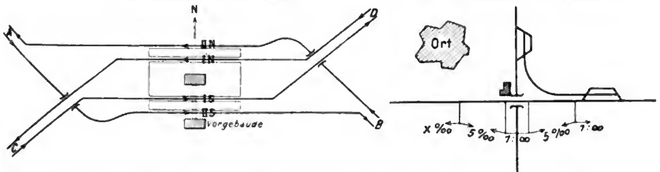


Abb. 376. Kreuzungsbahnhof mit Richtungsbetrieb.

Abb. 377. Brücken- oder Turmstation.

4. Einteilung nach der Führung der verschiedenen Fahrrichtungen. Man unterscheidet ferner Bahnhöfe mit Linienbetrieb und mit Richtungsbetrieb, je nachdem die beiden zusammengehörigen Gleise (Richtungen) einer Linie nebeneinander (vgl. Abb. 375) oder die beiden Gleise gleicher Richtung verschiedener Linien (vgl. Abb. 372 und Abb. 376) im Bahnhof an den Bahnsteigen vorbeigeführt sind. Der Richtungsbetrieb kommt bei Übergangsbahnhöfen, d. h. bei Berührungs-, Anschluß-, Trennungs- und Kreuzungsbahnhöfen auch bei viergleisigen Bahnen in Frage. Er hat gewisse Vorteile beim Übergang von Zügen oder Wagen von der einen Linie zur andern. Aber auch der Übergang der Reisenden wird erleichtert, wenn beide Richtungen verschiedener Linien einen gemeinschaftlichen Bahnsteig begrenzen[186]. In Abb. 378 ist die

Abb. 378. Kreuzungsstation einer Nebenbahn $A-B$ mit einem Gütergleis von $C-D$.

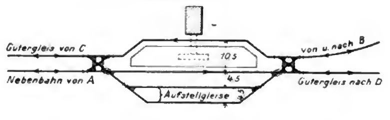


Abb. 379. Wendestation.



[185] Vgl. Oder u. Blum, Abstellbahnhöfe. Berlin 1904, S. 56 und Zeitschr. f. Bauw. 1902, S. 276 und Bl. 17 u. 19, wo auch die Abb. 379, 380 u. 402 entnommen sind.

[186] Vgl. Kecker, Über die Anlage von Übergangsbahnhöfen ff. Wiesbaden 1898.

Kreuzungsstation einer Nebenbahn von $A—B$ und eines Gütergleises von $C—D$ dargestellt Diese Station (Waldstraße, Wiesbaden) ist eine Verbindung eines Haltepunktes der Nebenbahn mit einem Betriebsbahnhof, indem die beiden Aufstellgleise eine Wagenübergabe von einer Linie auf die andere ermöglichen. An Stelle des in Abb. 378 durch die Pfeile angedeuteten Richtungsbetriebs ist jedoch der Linienbetrieb getreten, in dem die Nebenbahn das erste, die Güterbahn das zweite Hauptgleis benutzt.

5. Einteilung nach der Lage des Empfangsgebäudes. Nach der Lage des Empfangsgebäudes und der Bahnsteige gegen die Hauptgleise unterscheidet man ferner:

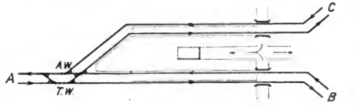
a) die Kopfform (K in Abb. 370, S. 328 u. Abb. 380) mit stumpfendigenden Gleisen, sie ist die gewöhnliche für Endbahnhöfe. Ein Durchgang der Züge durch einen Kopfbahnhof bedingt stets einen Richtungswechsel und damit ein Um- oder Ansetzen der Lokomotive an das andere Ende des Zuges[187]. Die Möglichkeit einer verschiedenen Lage des Güterbahnhofes und des Abstellbahnhofes (vgl. S. 363, 2, b, α) zum Personenbahnhofe verursacht eine Reihe von verschiedenen Anordnungen, von denen in Abb. 380

Abb. 380. Kopfbahnhof mit Abstellbahnhof.

der Fall dargestellt ist, daß ein Kopfbahnhof zwei Linien von A und B mit hier endigendem Verkehr aufnimmt und der Abstellbahnhof mit den Post- und Eilgutanlagen zwischen den Hauptgleisen, der Güterbahnhof außerhalb zugänglich durch die Kreuzung bei x oder schienenfrei bei y derselben angeordnet ist[188].

b) Die Durchgangsform mit Seitenbetrieb (Z in Abb. 370), die gewöhnliche Form für mittlere und kleinere Bahnhöfe, findet sich aber auch bei Stationen, wo der Betrieb vorläufig endigt, auch bei Anschluß- und Kreuzungsstationen; bei Endbahnhöfen wird sie gebildet in der Form einer Schleife oder indem man die stumpfen Gleisenden über den Bahnsteig hinaus verlängert, um Wendegleise unterzubringen[189].

Abb. 381. Trennungsbahnhof in Keilform (Linienbetrieb).



Sowohl bei der Kopfform als der Durchgangsform können alle Züge sämtlicher Linien endigen (vgl. Abb. 380) oder es kann ein Übergang von einer Linie zur andern stattfinden.

c) die Keilform (Abb. 381) findet sich bei Anschluß- und Trennungsstationen;

d) die Inselform (vgl. Abb. 376) ergibt sich bei Kreuzungs-, Berührungs- und Anschlußbahnhöfen. Die verschiedenen Formen können auch nebeneinander in einem Bahnhof vereinigt vorkommen.

[187] Vgl. Everken, die neuen Bahnhofsanlagen in und bei Wiesbaden. Zentralbl. d. Bauverw. 1906, S. 580 und Cornelius in der Zeitschr. f. Bauwesen 1908, S. 29.

[188] Vgl. Oder und Blum a. a. O. S. 49.

[189] Ebenda, S. 53 u. Abb. 3—7, Bl. 4.

§ 38. Neigungs- und Krümmungsverhältnisse auf den Bahnhöfen. Lage der Endweichen. Über die zweckmäßige Anordnung des Bahnhofes innerhalb der Neigungslinie und im Grundriß ist schon S. 178 bei den Vorarbeiten unter 5 das Erforderliche gesagt. Man legt, wenn möglich, den Bahnhof in die Gerade und Wagerechte. Gekrümmte Gleise und namentlich Gegenkrümmungen sind tunlichst zu vermeiden.

Abb. 382. Lage der Endweiche zum Gefällwechsel.

Abb. 383. Lage einer Hauptgleisweiche im Gefälle.



Abb. 384. Bahnhof (N. B.) in der Krümmung bei beschränkter Entwicklungslänge.

Die Länge der Bahnhofswagerechten oder der zulässigen Neigung mit 2,5 ‰ ergibt sich bei einer größten Achsenzahl von 120 (vgl. S. 324) zu $120 \cdot 4{,}6 + 2 \cdot 22{,}0 =$ rd. 600 m. So viel rechnet man auch für ganze Militärzüge für die erforderliche nutzbare Gleislänge bei Kreuzungen und Überholungen (vgl. T. V. § 34, 2). Die zum Aufstellen von Zügen und Wagen dienenden Gleise sollen in keiner stärkeren Neigung als 2,5 ‰ liegen. Verschubgleise (z. B. Auszieh- und Ablaufgleise) dürfen in stärkerer Neigung liegen, auch dürfen Ausweichgleise in die stärkere Neigung der freien Strecke eingreifen.

In geneigten Gleisen sind Weichen an sich zulässig, vgl. die Verteilungsweichen an den Eselsrücken (Abb. 478 u. 479). Die Zungenspitze einer Weiche muß vom Anfangspunkt der Ausrundung eines Gefällwechsels, deren Halbmesser nach unten gerichtet ist, mindestens noch um $g = 6$ m (Abb. 382) entfernt bleiben. Der Ausrundungshalbmesser des Neigungswechsels kann vor H.-B.-Stat. von 5000 auf 2000 m eingeschränkt werden[190]. Weichen in mehr als 2,5 ‰ geneigten Hauptgleisen (Abb. 383) sollen tunlichst bei der Talfahrt nicht gegen die Spitze befahren werden. Bei Gleisentwickelungen, besonders bei Teilungen von Linien wird man zur Kostenersparnis gerne starke Neigungen anwenden und zwar bei Gleisen, die nur von Personenzügen befahren werden stärkere als bei Gütergleisen. Bei ersteren u. U. bis 7 ‰ = 1 : 140, bei letzteren bis 3,6 ‰ bei 120 Achsen, ja bis 10 ‰ bei kurzen Steigungen die u. U. mit Anlauf (vgl. S. 201) genommen werden können. Gleise die nur im Gefälle befahren werden, können größere Neigungen, bei reinen Personenzugsgleisen von 12,5 ‰, Gleise, die auch dem Güterzugsverkehr dienen, solche wie auf der übrigen Beförderungsstrecke u. U. aber auch mehr erhalten[191]. Die Bahnhofsgerade soll die Endweichen der Hauptgleise ganz einschließen;

[190] Wie f. durchg. N. B. Hauptgleise: B. O. § 10. Berichtige S. 203 Z. 7 v. ob. S. auch Gz. f. L. § 23.

[191] Vgl. A. BLUM, Zentralbl. d. Bauverw. 1902, S. 143.

andernfalls legt man die Hauptweichen in die Berührenden der gekrümmten Mittelstrecke (Abb. 384). Weichen in gekrümmten Gleisen vermeidet man tunlichst (vgl. die Bogenweichen § 32, 3, S. 311). Falls sich eine Weiche, die an sich einen Bogen enthält, an einen Bogen mit entgegengesetzter Krümmung anschließt, soll vor den Zungenspitzen eine gerade Gleisstrecke von mindestens 6 m Länge liegen (besser eine Schienenlänge). Ist der folgende Gleisbogen mit einer Überhöhung versehen, so sollen die Zungenspitzen mindestens noch um $g = 6$ m von dem Fußpunkte der Überhöhungsrampe abbleiben (Abb. 385).

Abb. 385. Lage der Weichen zum Tunnelanfang.

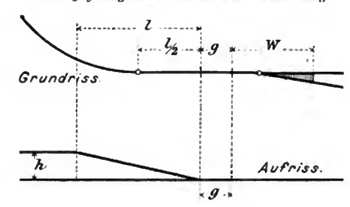


Abb. 386. Zwischengerade bei Gegenkrümmungen.

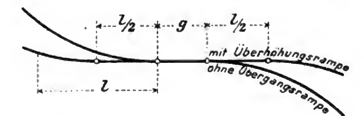


Abb. 387. Zwischengerade bei Weichenabzweigungen.

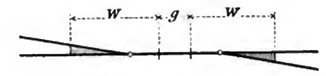


Abb. 388. Lage der Endweichen zum Wegübergang.



Die Halbmesser gekrümmter, durchgehender Hauptgleise sind in den Stationen tunlichst nicht kleiner zu nehmen als auf der freien Strecke. In den übrigen Gleisen, die von Hauptbahnlokomotiven befahren werden, sind, von den Weichenkrümmungen abgesehen, Bogen von weniger als 180 (sonst bis < 100 m) zu vermeiden.

In Schnellzugsstrecken sollen Gegenkrümmungen der durchgehenden Hauptgleise in den Stationen (wie auf der freien Strecke) Halbmesser von > 500 m, besser > 1000 m erhalten.

Wo der Gleisabstand auf den Stationen gegenüber der freien Strecke vergrößert werden muß, soll dies durch Einlegung eines einzigen Gegenbogens, nicht mehrerer geschehen, also nicht wie in Abb. 407, S. 337, sondern wie nach Abb. 408, § 40, 3.

Das Maß von $g = 30$ m für die Zwischengerade zwischen den Auslaufspunkten der der Überhöhungsrampen bei Gegenkrümmungen durchgehender Hauptgleise wird bei unverminderter v der Schnellzüge auf 50 m erhöht, kann in den übrigen Hauptgleisen und bei N. B. auf 10 m ermäßigt werden. Die Zwischengerade von Gegenbogen in einem Verbindungs- oder sonstigen Nebengleis soll > 6,0 m betragen (vgl. A. f. S. S. 4).

Mit Rücksicht auf die Weichenbogen sollen die Spitzen der nach entgegengesetzter Seite (Abb. 387) vom Stammgleis abzweigenden Weichen > 6 m voneinander entfernt bleiben. Dieses Maß empfiehlt sich auch bei einer Abzweigung nach derselben Seite einzuhalten.

Gleichgerichtete Weichen (z. B. einer Weichenstraße, vgl. Abb. 356) können unmittelbar aneinander gestoßen werden, im Notfall unter Fortfall der Paßschienenstücke; es liegt dann noch zwischen den Weichenbogen die Herzstücksgerade.

Von dem nächsten Wegübergang soll die Spitze der Endweiche wenigstens 20 m, besser aber um mehr entfernt sein (Abb. 388), besonders dann, wenn nicht nur die Lokomotive selbst, sondern auch regelmäßig erforderliche Verschubbewegungen mit Wagen beim Umsetzen den Übergang sperren würden.

§ 39. Darstellungsweise und Grundlage eines Bahnhofsentwurfes (vgl. A. f. St.). Allgemeine Entwürfe sind zweckmäßig als Skizzen in verzerrtem Maßstabe darzustellen, die auch den ausführlichen Entwürfen beizugeben sind. Der Maßstab ist in der Regel 1 : 1000, bei allgemeinen Entwürfen für größere Stationen und bei Übersichtsplänen 1 : 2000 und 1 : 5000, bei ausführlichen Entwürfen bis 1 : 500 und 1 : 2000.

Der Lageplan mit Nordpfeil ist, von größeren Stationen abgesehen, in einen Schichtenplan einzutragen. Die Mittellinie der Bahn ist fein punktiert, mit der Längenteilung von links nach rechts, den Halbmessern und den Neigungszeigern anzugeben. Beim Entwurfe neuer Stationen sind die geplanten Anlagen (Gleise, Bauwerke usf.) zinnoberrot, Anschlußgleise in grün, für später vorgesehene punktiert einzuzeichnen; die Gleise werden durch einfache Linien, die Weichen nach S. 310 bis 313 durch ihre Linienbilder dargestellt. Hierbei werden die Stellwerksweichen durch volle Ausfüllung des Weichendreiecks von den Handweichen und Kreuzungen unterschieden, bei denen die Dreiecke nur schraffiert werden.

Bestehende Gleise stellt man blau dar, alles sonst Vorhandene, auch Bauwerke, schwarz. Die Personenzugs-Hauptgleise zieht man doppelt so stark aus. Die Gleise werden vom Hauptbahnsteig oder, falls ein solcher fehlt, von einer Seite anfangend, und zwar die Hauptgleise römisch, Nebengleise fortlaufend mit arabischen Ziffern bezeichnet (vgl. Abb. 458), indem man vorgesehene Gleise mitzählt. Neben der Gleisnummer ist die Gleisentfernung in durchlaufender Linie anzuschreiben und der Zweck der Gleise anzugeben, die Fahrrichtung der Hauptgleise wird für Personenzüge durch einen, für Güterzüge durch zwei oder mehrere Pfeile dargestellt (vgl. Abb. 455), und die Bahnrichtung von *A* nach *B* (Hauptstationen) vermerkt. Die Weichen werden von links nach rechts fortlaufend beziffert (vgl. Abb. 458). Sämtliche Hauptmaße und Höhen sind anzugeben und die Wegeanlagen, Wasserläufe und Bahneigentumsgrenzen einzutragen. Die Brücken usw. sind im Grundriß mit den wagerechten Schnitten der Pfeiler anzugeben.

Als Grundlage eines Bahnhofsentwurfes ist nach dem Fahrplan und den Bestimmungen für Einteilung und Zusammensetzung der Züge und der Verkehrsstärke ein Betriebsplan und eine Bahnhofsfahrordnung bei Lokomotivwechsel auch eine Lokomotivfahrordnung aufzustellen und mit der Gesamtanordnung und Einzeldurchbildung des Entwurfes in einem Erläuterungsbericht zu begründen, der auch Angaben über die aufzuwendenden Kosten und ihre Deckung enthalten muß. Bei größeren und Verschubbahnhöfen ist eine Verschubordnung aufzustellen.

Zunächst entwirft man die Skizze des Gleisplanes im verzerrten Maßstabe, die Breiten etwa doppelt so groß als die Längen. Erst dann zeichnet man den Entwurf in natürlichem Maßstabe, und zwar zunächst auf Pauspapier, bevor man den Gleisplan im Gelände festlegt. Bei der Einzeldurchbildung wird man die Zahl der Weichen auf das notwendige Maß beschränken und in übersichtliche Weichengruppen oder Weichenstraßen zusammenziehen. Spitzweichen wird man tunlichst vermeiden und Schutzweichen zur Sicherung der Zugfahrten anordnen (vgl. auch § 32, 3, b, S. 312). Für den Entwurf sind in der Regel die Musterzeichnungen (Pr. M. vgl. § 32, 4) maßgebend.

Einfache Signalanlagen und Stellwerke sind bei kleineren Stationen mit in dem Entwurf darzustellen, bei größeren sind nur die Stellbezirke, die zugehörigen Buden oder Türme, Signalmaste und Vorsignale anzugeben (vgl. Abschnitt II der A. f. St.). Im übrigen siehe die A. f. St. Bei allen Verkehrsanlagen ist auf eine angemessene Erweiterung Rücksicht zu nehmen.

§ 40. Die Anordnung der Hauptgleise. Gleisabstände.

1. **Hauptgleise.** Hauptgleise sind nach der B. O. (§ 6, 4) alle Gleise, die von geschlossenen Zügen im regelmäßigen Betriebe befahren werden, mit Ausnahme der nur von einzeln fahrenden Lokomotiven benutzten Gleise. Durchgehende Hauptgleise heißen die Hauptgleise der freien Strecke und ihre Fortsetzung durch die Bahnhöfe. Die durchgehenden Hauptgleise gelten auch im Bereiche der Haltepunkte als Gleise der freien Strecke. Alle übrigen Gleise sind Nebengleise.

Die Hauptgleise für die Ein-, Aus- und Durchfahrt der Züge werden durch die Fahrordnung festgesetzt. Züge, die aus entgegengesetzten Richtungen kommen, sollen nicht in dasselbe Gleis einfahren, vielmehr jede Richtung ihr besonderes Einfahrtsgleis erhalten. Die Kreuzung zweier Bahnlinien soll außerhalb der Stationen schienenfrei erfolgen. Bei Anschlußstationen soll der Übergang ganzer Züge durch geeignete Gleisverbindungen möglich sein. In den Hauptgleisen sollen Ablenkungen der Züge durch Spitzweichen besonders bei der Einfahrt möglichst vermieden werden. Spitzweichen sind jedoch nicht immer zu vermeiden und (vgl. S. 326) sind bei Sicherung durch Stellwerke zulässig.

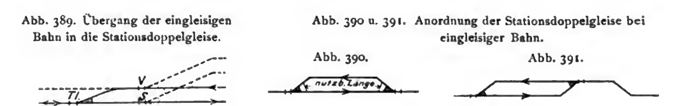


Abb. 389. Übergang der eingleisigen Bahn in die Stationsdoppelgleise.

Abb. 390 u. 391. Anordnung der Stationsdoppelgleise bei eingleisiger Bahn.

Abb. 390. Abb. 391.

Am Rechtsfahren wird bei zweigleisigen Bahnen, von größeren Bahnhöfen abgesehen, festgehalten. Bei eingleisigen Bahnen, deren Stationen doppelgleisig angelegt werden, wird der Grundsatz des Rechtsfahrens nicht immer eingehalten. Schnell- und Personenzüge sollen möglichst wenig von den durchgehenden Hauptgleisen abgelenkt werden. Deshalb ist die Anordnung der Hauptgleise einer eingleisigen Bahn im Bahnhof nach Abb. 391 mit versetzten Gleisen und gerader Einfahrt weniger geeignet. In der Regel wird das gerade Gleis (Abb. 390) von beiden Richtungen benutzt, bei Zugkreuzungen und Überholungen aber der langsamer fahrende Zug mittels der Teilungsweiche *Tl* (vgl. Abb. 389) auf das andere, tunlichst das erste am Hauptbahnsteig liegende Hauptgleis abgelenkt und zum Halten gebracht, während der schneller fahrende Zug auf dem geraden Gleis ohne Aufenthalt bei unveränderter Geschwindigkeit durchfahren kann.

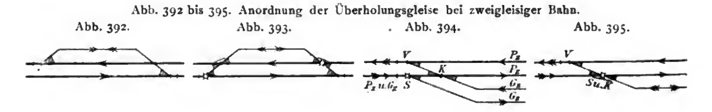


Abb. 392 bis 395. Anordnung der Überholungsgleise bei zweigleisiger Bahn.

Abb. 392. Abb. 393. Abb. 394. Abb. 395.

2. **Die Überholungsgleise**, welche infolge der verschiedenen Fahrgeschwindigkeiten der Züge in den Stationen, namentlich für die Einfahrt der Güterzüge, aber auch für Personenzüge erforderlich werden, müssen wie die Kreuzungsgleise so lang sein, daß sie die längsten Züge aufnehmen können, für Güterzüge in Flachland bis zu etwa 550 bis 600 m und mehr. Die zweckmäßigste Lage der Überholungsgleise zu den Hauptgleisen und ihre Bestimmung ergibt sich aus der Gattung der zu überholenden Züge (Personenzüge, Nahgüterzüge, Fern- und Durchgangsgüterzüge) und deren Häufigkeit.

Hierbei ist die Vermeidung einer Kreuzung entgegengesetzter Fahrrichtungen im Zugverkehr und der Personenzugsgleise im Verschubdienst anzustreben[192]).

Bei überwiegendem Ortsverkehr legt man die Überholungsgleise auf die Seite des Ortsgüterverkehrs, also auf die eine Seite der Hauptgleise (vgl. Abb. 392 bis 395). Hierbei wird am einen, z. B. in Abb. 394 am linken Bahnhofsende das Gütergleis mittels der Spaltungsweiche S (einer Spitz- und Endweiche) von dem II. Streckenhauptgleis

Abb. 396. Überholungsgleise außerhalb der Hauptgleise ohne Ortsgüterverkehr.

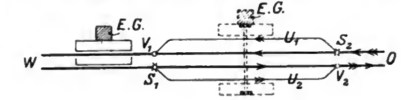


Abb. 397. Überholungsgleise zwischen den Hauptgleisen.

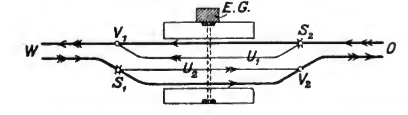
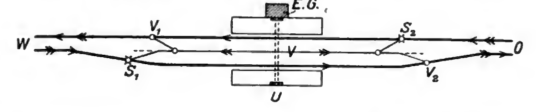


Abb. 398. Ein Überholungsgleis für beide Richtungen zwischen den Hauptgleisen.



abgezweigt, sodann mittels der Vereinigungsweiche V wieder in dasselbe Streckengleis II am andern Bahnhofsende eingeführt (vgl. auch Abb. 398). Bei der Abspaltung des Güterzuggleises aus Hauptgleis I und vor der Einführung in dasselbe am linken Bahnhofsende werden zwei Kreuzungen K des Hauptgleises II mit der entgegengesetzten Fahrrichtung erforderlich, die ebenso wie die Spitzweiche Gefahrpunkte darstellen (vgl. weiter unten). Gewöhnlich begnügt man sich nach Abb. 393, 395 u. 458 mit einem Überholungsgleis für beide Richtungen. Man kann nach Abb. 392 die Spitzweichen in den Hauptgleisen vermeiden, wenn man bei seltenen Überholungen ein Zurückdrücken der Züge zuläßt, was nicht ungefährlich und mit Zeitverlust verbunden ist.

Abb. 399. Überholungsgleise zu beiden Seiten der Hauptgleise.

Bei überwiegendem Güterzugsdurchgangsverkehr (das gilt auch für Personenzugsüberholungsgleise) legt man die Überholungsgleise für jede Richtung unmittelbar neben das Personenzugshauptgleis der betreffenden Richtung, außer- oder auch innerhalb der Hauptgleise (vgl. Abb. 396 bis 398). Die Anordnung der Güterzugsüberholungsgleise nach Abb. 399 vermeidet Spitzweichen, macht aber wegen der stumpf endigenden Überholungsgleise ein Zurücksetzen erforderlich. Diese Anordnung ist unter Umständen bei nachträglich herzustellenden Zwischen-

[192]) Vgl. GOERING u. ODER, Bahnhöfe »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, V. 4, 1. 1907, S. 22.

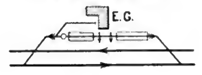
stationen mit kurzer Wagerechten und anschließenden starken Gefällen angezeigt. In ähnlicher Weise wird eine Militärkreuzung bei eingleisigen Bahnen in starken Neigungen nach Abb. 400 ausgeführt. Am Hauptbahnsteig wird man Überholungsgleise zweckmäßig

Abb. 400. Kreuzungsgleis für Militärzüge.



nur für Personenzüge anordnen, um ein Teilen der Güterzüge (Abb. 401) zur Herstellung eines Durchgangs zu vermeiden. Sollen Schnell- und Personenzüge an demselben Bahnsteig abgefertigt werden, so ergibt sich die Lage der Personenzugs-Überholungsgleise ähnlich wie Gleise II und III in Abb. 402, wie z. B. in Bahnhof Krefeld die dort für die in der Station endigenden Personenzüge vorgesehen sind.

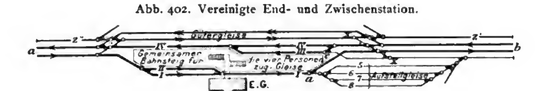
Abb. 401. Ein Überholungsgleis neben den Hauptgleisen.



Nach der Anordnung der Überholungsgleise nach Abb. 396 neben den Bahnsteigen schieben sich die Endweichen sehr weit hinaus und die Güterzüge müssen an den Bahnsteigen vorbeifahren. Der letzte Übelstand bleibt auch bei der punktiert angedeuteten Lage der Außensteige bestehen und wird hier nur durch die Anordnung eines Inselsteiges (wie nach Abb. 378) vermieden.

Legt man die Überholungsgleise wie nach Abb. 397 u. 398 nach innen, so erhält man bei einem etwa später hinzukommenden Ortsgüterverkehr eine günstigere Anordnung,

Abb. 402. Vereinigte End- und Zwischenstation.



indem statt beider Hauptgleise nur ein solches bei dem Ein- und Aussetzen von Wagen aus den in den Überholungs-(Güter-)gleisen stehenden Zügen nach den Ladestellen erforderlich wird.

Schienenfreie Abspaltung der Gütergleise. Will man bei der Abspaltung der Güterzugs-(Überholungs)gleise eine Schienenkreuzung, z. B. vor Bahnhöfen oder größeren Brücken, wie z. B. vor und hinter der nur zweigleisigen Kaiserbrücke bei Mainz, namentlich entgegengesetzter Fahrrichtungen vermeiden (bei Ausfahrgleisen gleicher Richtung sind sie nicht so gefährlich), so ergeben sich die Anordnungen nach Abb. 403 bis 406, die ein Bauwerk erforderlich machen.

Bei Abb. 403 sind die Gleise dichter zusammengelegt wie bei Abb. 404, dies erfordert weniger Grunderwerb und läßt größere Halbmesser zu, ergibt jedoch einen spitzeren Winkel für das Bauwerk.

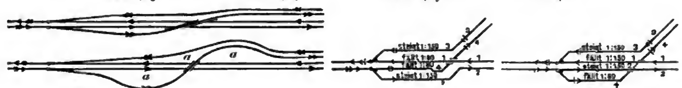
Bei der Anordnung nach Abb. 405 ergibt sich nur eine eingleisige, nach Abb. 406 wie bei 403 u. 404 eine zweigleisige Brücke. Abb. 406 hat den Vorzug, daß die durchgehenden Hauptgleise nebeneinander liegen bleiben. Die verschiedenen Neigungsverhältnisse gehen aus Abb. 405 u. 406 hervor[193].

[193]) Vgl. O. Blum im Zentralbl. d. Bauverw. 1902, S. 143 u. 152, von wo auch die Abb. 403 bis 406 entnommen sind.

3. **Die Gleisabstände.** Der Gleisabstand *e* auf den Bahnhöfen ist für H. B. und N. B., abgesehen von Überladegleisen, $\geqq 4{,}5$ m, für Schmalspurbahnen von 0,75 m Spur 3,5

Abb. 403 bis 406. Schienenfreie Abzweigung der Führergleise von den durchgehenden Hauptgleisen.

Abb. 403. Abb. 404. Abb. 405. Abb. 406.



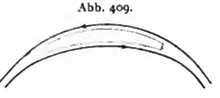
bis 4,0 m. Die Anordnung von Zwischenbahnsteigen (vgl. folgende Abb. 407 bis 409), Stellwerkstürmen, Ladebühnen und Kohlenbansen bedingt ein Auseinanderziehen der Gleise, welches bei der Anlage von Zwischenbahnsteigen zweckmäßig nach der Seite

Abb. 407 bis 409. Erweiterung des Hauptgleisabstands in den Bahnhöfen.

Abb. 407. Abb. 408.



Abb. 409.



des Hauptbahnsteigs erfolgt (vgl. Abb. 458). Wie man größere Halbmesser bei durchfahrenden Schnellzügen anwenden kann, ohne die Übergangsstrecke zu lang werden zu lassen, ist aus Abb. 408 [194]) zu ersehen. Bei einseitig benutzten Bahnsteigen und Zugängen in Schienenhöhe bei H. B. (vgl. Abb. 407, 408 u. 423, S. 342 muß $e \geqq 6{,}0$ m, bei zweiseitiger Benutzung $\geqq 9{,}0$ m, bei schienenfreien Zugängen $> 10{,}5$ m sein (vgl. Abb. 408, S. 372). Mit Rücksicht auf die Anlage etwaiger Aufstellungsgleise vor Kopf der Zwischensteige empfiehlt sich als Hauptgleisabstand ein Vielfaches von 4,5 m. Für Neben- und Lokalbahnen sind geringere Maße, 4,7 und 4,0 statt 6,0 m für *e* zulässig, aber nicht erwünscht. Durch die Anlage von Außenbahnsteigen (vgl. Abb. 410) kann eine Vergrößerung des Gleisabstandes gegenüber der freien Strecke vermieden werden, falls auf ein Schutzgitter zwischen den Gleisen gegen Gleisüberschreitung verzichtet werden kann. Andernfalls muß die Entfernung im allgemeinen 4,5 m betragen. Bei Bahnhöfen in Krümmungen kann der größere Gleisabstand nach Abb. 409 ohne Gegenkrümmungen erreicht werden (vgl. auch § 38, S. 332).

§ 41. Die Anlagen für den Personenverkehr. Der Haltepunkt. Die zur Abwicklung des Personenverkehrs erforderlichen Anlagen bestehen in:

1. den Bahnsteigen, an denen die ein- oder abfahrenden Züge mit Personenbeförderung halten, wo die Reisenden aus- und einsteigen, wo das Gepäck und die Post, sowie in der Regel auch das Eilstückgut aus- und eingeladen werden muß;

2. dem Empfangsgebäude mit dem bei kleinen Stationen in einem Nebengebäude untergebrachten Abort;

---

[194]) Die Abb. 407, 408, 453 u. 454 sind dem Zentralbl. d. Bauverwalt. 1901, S. 426: Bemerkungen über Gleisanlagen, entnommen.

3. den Vorplätzen (Wagenhalteplätzen), mindestens 10 m breit, und gepflasterten oder auch beschotterten und mit Bankett versehenen 7,5 bis 10 m breiten Zufuhrstraßen, die an eine öffentliche Straße anschließen müssen;

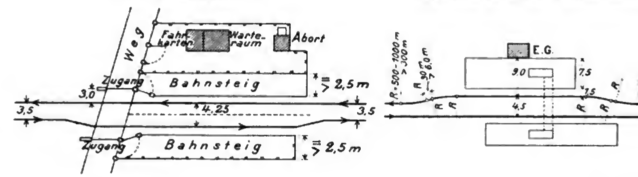
4. den Nebengleisen (erforderl. Falls besondere Abstellbahnhöfe); vgl. § 37, S. 327 u. Abb. 380, S. 330.

1. Die Bahnsteige. a) Der Form, Lage und Zugänglichkeit nach unterscheidet man Haupt-, Außen- und Zwischenbahnsteige, Seiten- oder Längs-, Quer- oder Kopf-, Zungen-, Insel- und Keilbahnsteige (vgl. Abb. 410, 411, 455, 379, 372, 376 u. 375), ferner hohe und tiefe, sowie halbhohe Bahnsteige, offene und bedachte Bahnsteige. Nach der Benutzung bezeichnet man die Steige als Personen-, Gepäck- und Postbahnsteige.

Die Lage der Bahnsteige und die Zahl ihrer Kanten ist durch die Lage und Zahl der Personenzugs-Hauptgleise bedingt. Der Bahnsteig kann mit dem Hauptgleis in der Krümmung und auch in der Steigung liegen. Auf Zwischenbahnhöfen von Nebenbahnen sollen die Bahnsteige mit dem Empfangsgebäude überall gleich, d. h. entweder am Anfang oder am Ende der Bahnhöfe liegen, wegen des Ein- und Aussetzens der Güterwagen und ihrer hierdurch bedingten Stellung in gemischten Zügen.

Abb. 410. Haltepunkt mit Außenbahnsteigen, Schutzgitter und Bahnsteigsperre[195].

Abb. 411. Haltepunkt mit schienenfrei zugänglich gemachten Außenbahnsteigen.



b) Die Zugänglichkeit der Bahnsteige. Der Haltepunkt. Die Zugänglichkeit der Bahnsteige von dem Empfangsgebäude oder unmittelbar von der öffentlichen Zufuhrstraße (dem Ort oder den Ortschaften) hängt von ihrer Lage zu denselben und zu den Hauptgleisen im Grund- und Aufriß ab.

Die einfachsten Anlagen für den Personenverkehr finden sich bei den Haltepunkten. Bei eingleisiger Bahn findet der Zugang zum einzigen, seitlich anzulegenden Bahnsteig von Personenzuglänge meist von einer Straßenkreuzung in Schienenhöhe aus von der Kopfseite des Bahnsteigs statt (vgl. Abb. 441). Dasselbe ist der Fall bei einem Haltepunkt an einer zweigleisigen Bahn mit gegenüberliegenden Außenbahnsteigen, Trennungsschranken und Bahnsteigsperre nach Abb. 410. Hier können die Bahnsteige auch so versetzt zum Wegübergang gelegt werden, daß sich die Lokomotiven oder Schlußwagen der am Bahnsteig haltenden Personenzüge einander gegenüber stehen. Die kreuzende Zugangsstraße kann ferner auch schienenfrei unterführt, vgl. Abb. 412, oder überführt, vgl. Abb. 413, sein, je nachdem die Bahn auf einem Damm oder im Einschnitt liegt, und der Bahnsteig kann vom Kopf aus mittels Treppen zugänglich gemacht sein, vgl. Abb. 426. Das Empfangsgebäude kann dann bei E angeordnet sein.

[195]) In Abb. 361 ist die Gleisentfernung noch zu 4,25 m, die Breite der Außenbahnsteige zu 2,5 m angegeben, dafür ist jetzt 4,50 m bzw. 3,0 m zu setzen.

Der Zugang zu dem seitlich oder vor Kopf der Gleise liegenden Hauptbahnsteig und zu den von diesem ausgehenden Zungenbahnsteigen (vgl. Abb. 380 u. 371), ist ohne weiteres, bei einem Höhenunterschied mittels Treppen, gewahrt.

Bei der sog. Turmstation (vgl. Abb. 377, S. 329) wird der Zugang zum obern Bahnsteig durch eine im Winkel, und zwar meist im Empfangsgebäude selbst liegende Treppe hergestellt.

Bei dem Zugang zu den Zwischenbahnsteigen entscheidet die Stärke des Verkehrs, ob man eine

Abb. 412 u. 413. Zugänglichkeit der Bahnsteige.
Abb. 412 von einer Unter-, Abb. 413 von einer Überführung.
Abb. 412. Abb. 413.

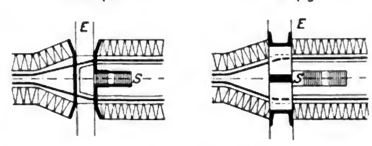


Abb. 414 u. 415. Bahnsteigtunnel mit einstieligem, nur über den Treppen zweistieligem Dach. M. 1 : 200.
Abb. 414. Längenschnitt[196].

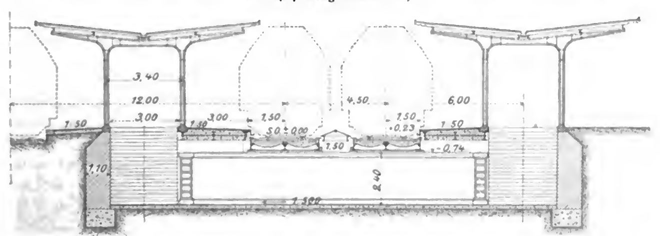
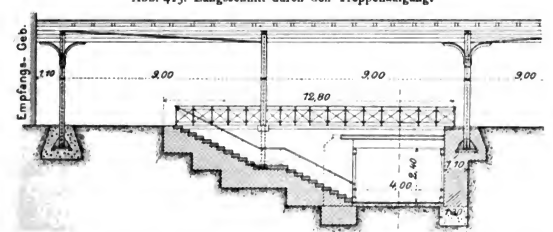


Abb. 415. Längsschnitt durch den Treppenaufgang.



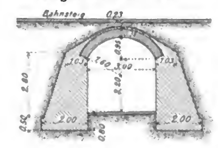
Schienenüberschreitung zulassen kann oder nicht. Auch im ersteren Falle soll bei lebhafterem Verkehr die Gleisüberschreitung nur an einer Stelle durch Türen in festen Schranken stattfinden.

Schienenfreie Zugänge zu den Bahnsteigen werden bei starkem Verkehr und besonders auch bei durchfahrenden Schnellzügen am Platze sein. Als Verbindung gleich

[196]) (Vgl. Abb. 418 u. 419). Die Umgrenzung des lichten Raumes für die zwei zwischen den Bahnsteigen gelegenen Gleise muß auch in den unteren Stufen mit der für das links außen liegende Gleis gezeichneten übereinstimmen. Vgl. S. 172, Abb. 22 links unter A.

hoher Bahnsteige verdient der Tunnel den Vorzug vor der Bahnsteigbrücke wegen der geringeren verlorenen Steigung, die bei ersterem zu überwinden ist. Bei hohen Bahnsteigen ist dieser Nachteil nicht so ins Gewicht fallend. Im übrigen entscheidet die Höhenlage des Geländes im Verhältnis zu der der Bahn (vgl. Abb. 412 u. 413) in der Wahl zwischen Tunnel und Brücken. Tunnels erhalten Treppenaufgänge oder auch Rampen wie in Basel (S. B. B.), dort mit einer Neigung 1 : 10. Der Fußboden der Zugangs- und Warteräume des tief- oder hochliegenden Empfangsgebäudes soll möglichst in Höhe des Bahnsteigs — Tunnels oder der Brücken liegen. Die Breite der Tunnel und Brücken sowie der Treppen soll > 2,5 sein und ist auf halbe Meter abzurunden. Die Breite der Personen- und Gepäcktunnel schwankt in der Regel zwischen 3 und 6 m, wird aber bei großem Verkehr auch bis 8 m und noch größer angenommen. Für Posttunnels beträgt das Breitenmaß in der Regel 4,5 bis 5,0 m. Für die Treppen ist eine größte Breite von 4 m festgesetzt (vgl. A. f. S. § 8, S 7). Die Tunnel sind mit einer Entwässerung zu versehen. Die Gleise werden über den Tunnels mit ununterbrochener Bettung nach den Preuß. Musterentwürfen bei beschränkter Bauhöhe auf Eisenbauten übergeführt; die Bahnsteige dagegen von Betonkappen zwischen Walzträgern getragen (Abb. 414 u. 415)[197]. Die Bauhöhe von Eisenträgerunterkante bis S. O. beträgt bei 3 und 4 m lichter Weite mindestens 660 mm. Die Widerlager werden gemauert und besonders bei Bauten im Grundwasser aus gestampftem Beton hergestellt. Bei vorhandener Bauhöhe, besonders unter hochliegenden Bahnsteigen wird die Decke auch gewölbt (Abb. 416) ausgeführt.

Abb. 416. Querschnitt eines Bahnsteigtunnels. M. 1 : 200.



Die lichten Höhen der Tunnels bei gerader Decke betragen > 2,40 bis 2,50 m. Bei gewölbter Überdeckung beträgt die Höhe bis zum Kämpfer > 2,20 bis 2,50 m bis zum Scheitel > 3,15 bis 3,30 m.

Für die Gepäck- und Postbeförderung werden besondere Übergänge vom Haupt- zu den Zwischenbahnsteigen angelegt, an deren Stelle bei großen Bahnhöfen besondere, schmalere Gepäck- und Poststeige, zugänglich gemacht durch Gepäck- und Posttunnel (unter Umständen auch Rampen), und Aufzüge treten[198]. Die etwaigen besonderen Anlagen für den Post- und Eilgutverkehr (Steige, Rampen und Schuppen) sind in möglichst unmittelbare Verbindung mit den Hauptgleisen und Bahnsteigen zu bringen (vgl. Abb. 414), so daß noch leicht vor Abfahrt z. B. ein mit Pferden beladener Eilgutwagen an den Personenzug angesetzt werden kann. Die Eilgutschuppen werden ähnlich den Güterschuppen (vgl. Abb. 468) hergestellt[199].

c) Eine Überdachung des Hauptbahnsteigs und der Zwischenbahnsteige wird im allgemeinen zweckmäßiger durch eine einstielige (Pr. Muster.) nach Abb. 417 bis 419[200]) als durch eine zweistielige Anordnung, z. B. nach Abb. 420 hergestellt. Bei größeren Bahnhöfen kommen mehr oder weniger weit gespannte Hallen mit entsprechend größerer oder geringerer Höhe zur Ausführung. Die großen weitgespannten

[197]) Die Abb. 414 u. 415 sind nach den »Musterentwürfen für Bahnsteigtunnel«, aufgestellt von der Kgl. Eisenbahndirektion Breslau 1902, entworfen.

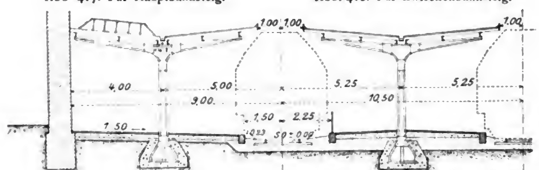
[198]) Vgl. H. Wegele, Die Bahnhofsanlagen in Frankfurt a/M., in der Zeitschr. für Bauwesen 1891, S. 427 und Bl. 29 u. 30.

[199]) Vgl. die statistische Nachweisung der Brücken-, Hoch- und Dachbauten der Hauptbahnhofsanlagen zu Frankfurt a/M., 4. Zusammenstellung, Nr. 2, der Eilgutschuppen, ebenda.

[200]) Die Abb. 417 bis 418 sind nach den »Musterentwürfen zu einstieligen Bahnsteighallen«, aufgestellt von der Kgl. Eisenbahndirektion Berlin 1902, hergestellt.

Abb. 417 bis 419. Einstielige Dächer für Haupt- und Zwischen-Bahnsteige. M. 1 : 200.

Abb 417. Für Hauptbahnsteig. Abb. 418. Für Zwischenbahnsteig.

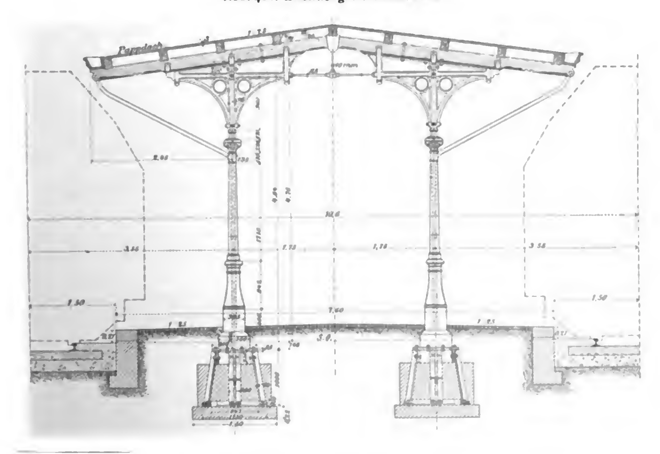


Hallendächer haben nicht unerhebliche Nachteile für die Unterhaltung und werden deshalb neuerdings durch kleinere Einzelhallen, wie z. B. in Wiesbaden, ersetzt [201]). Säulen, Buden, Laternen u. dgl. müssen bis 3,05 m über S. O. 3,0 m im Lichten von der Mitte des Gleises abstehen, für das der Bahnsteig benutzt wird.

Abb. 419. Grundriß.

d) **Breite, Länge und Höhe der Bahnsteige.** Die nutzbare Breite der Hauptbahnsteige ist bei Hauptbahnen $\geqq$ 7,5 m, bei Nebenbahnen $\geqq$ 6,0 m. Die Kante der niedrigen Bahnsteige bis zu einer Höhe von 0,38 m über S. O. muß von

Abb. 420. Zweistieliges Bahnhofsdach.



[201]) Vgl. Zentralbl. der Bauverwaltung 1899, S. 460 und 1906, S. 249.

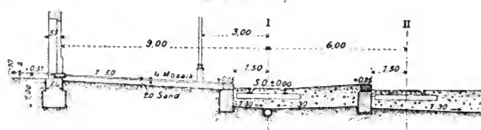
der nächsten Gleisachse 1,52 m, bei größerer Höhe aber 1,65 m abstehen. Die Breite der Zwischenbahnsteige richtet sich nach den in § 40, 2, vorgeschriebenen Gleisabständen. Die sich ergebenden Maße müssen bei schienenfreien Zugängen an den Treppen angemessen vergrößert werden, können aber auch an Enden der Bahnsteige eingeschränkt werden.

Die Länge der Bahnsteige richtet sich nach der größten Länge und Anordnung der Personenzüge und beträgt 100 bis 150 bis 250 m. Ist kein schienenfreier Zugang zum Zwischensteig vorhanden, so verschiebt man die Steige der Länge nach gegeneinander, so daß die Reisenden hinter dem zuerst am Hauptsteig eingefahrenen Zug das Gleis überschreiten können (Abb. 421). Soll es aber auch möglich sein, daß der das Gleis II benutzende Zug zuerst einfährt, dann sind nach Abb. 422 die beiden Züge mit den Lokomotiven einander gegenüber aufzustellen. Es würde sich dann eine Bahnsteiglänge von der doppelten Zuglänge ergeben. Bei schienenfreier Verbindung werden daher die Bahnsteige kürzer.

Abb. 421 u. 422. Aufstellung sich kreuzender Züge am Bahnsteig.

Die Höhe der Bahnsteige über S. O. (B. O. § 23) bedingt mit Rücksicht auf die Umgrenzung des lichten Raumes (vgl. Abb. 22 links unter *A*) den Abstand von der zugehörigen Gleismitte (s. oben). Die Höhe der Personenbahnsteige soll in der Regel 0,38 m, oder bei Bahnhöfen mit lebhaftem Verkehr und ohne Gleisüberschreitung weder durch Menschen noch durch Post- und Gepäckkarren 0,76 m betragen, nach der A. f. S. § 8 aber nur auf einer Seite eines Hauptgleises, damit eine Untersuchung des Zuges von der anderen Seite möglich ist. Hohe Bahnsteige werden besonders auf großen Stationen und im Vorortverkehr angewendet. Sie erleichtern das Ein- und Aussteigen. Geringere Höhen, nach den T. V. bis 0,21 sind zulässig. Abb. 423 zeigt den Querschnitt durch Haupt- und Zwischensteig einer

Abb. 423. Querschnitt durch Haupt- und Zwischenbahnsteig einer Hauptbahn. M. 1 : 200 [202].



Hauptbahn, bei der das 1. Gleis ein durchgehendes Hauptgleis ist. In Abb. 424 bei dem Bahnhof einer Nebenbahn, wo das dem Empfangsgebäude zunächst liegende Gleis ein G tergleis ist, wird

Abb. 424. Querschnitt durch den Bahnsteig eines Nebenbahnhofes mit vor dem Empfangsgebäude liegendem Nebengleis. M. 1 : 200.

[202]) Es ist hier wie in Abb. 424 noch die niedrige Höhe der Bahnsteige von 0,25 bzw. 0,21 m angenommen.

der Hauptbahnsteig, der dann auch am Nebengleis keine Kante aufweist, auf die S. O. des Gütergleises hinab, und über dasselbe hinwegführt; die erhöhte Kante liegt dann erst am folgenden, dem ersten Hauptgleis.

e) Die Befestigung der Bahnsteige geschieht je nach den Verkehrsverhältnissen mit Kies (Abb. 424), mit einem Quergefälle von 1 : 18 bis 1 : 25, mit Mosaikpflaster (s. Abb. 423), Tonplatten (s. Abb. 414, 415 u. 418), Asphalt oder Zement auf Beton mit einem einseitigen oder zweiseitigen Quergefälle 1 : 40 bis 1 : 50.

f) Die Bahnsteigsperre. Auf den meisten deutschen Hauptbahnen ist jetzt überall die Bahnsteigsperre durchgeführt. Je nachdem die Wartesäle in die Sperre einbezogen oder von derselben ausgeschlossen sind (vgl. Abb. 434 u. Abb. 435, S. 347) wird die Sperre in die Vorhalle eingebaut oder es werden die Ausgänge aus den Wartesälen nach dem Bahnsteig gesperrt, oder es wird bei genügender Breite des Bahnsteigs ein Teil desselben durch eine Einfriedigung abgesperrt. Sind die Fahrkartenschalter stets geöffnet, so empfiehlt sich bei starkem Übergangs- oder Durchgangsverkehr und Inselbahnhöfen die Einbeziehung der Warteräume in die Sperre. Bei Übergangsbahnhöfen empfiehlt sich u. U. zeitweise ein gemischtes Verfahren[203]. Die Aus- und Durchgänge sind so zu verteilen, daß die Wege möglichst kurz werden und sich nicht unnötig kreuzen. Eine Behinderung des Zuganges zu den Diensträumen soll durch die Sperre tunlichst vermieden werden. In der Einfriedigung werden eine oder zwei (meist Schiebe-) Türen nach dem Außenbahnsteig, oft zweckmäßig für den Ausgang und Eingang getrennt, aber auch nebeneinander mit sog. Wannen oder Schaffnerhäuschen dazwischen angeordnet vgl. Abb. 429 bis 435, S. 345 u. 347, sowie Abb. 455, S. 353). An diesen Türen, die zweckmäßig überdacht werden, findet dann die Prüfung der Fahrkarten durch den Bahnsteigschaffner statt. Auch kann die Fahrkartenprüfung an den Ausgang der Personentunnel oder Brücken, oder an den Kopfbahnsteig der Kopfstationen verlegt werden. Auch hier ist eine Trennung des Ab- und Zugangs erwünscht. Bei Kopfbahnhöfen mit Quer- und Zungensteigen rückt man die Sperre zweckmäßig so weit in den Kopfsteig hinein, daß sowohl innerhalb als außerhalb desselben ein Verkehr möglich bleibt[204].

g) Die Anordnung der Bahnsteige und ihre Zugänglichkeit bei einer vollspurigen elektrischen Hoch- und Untergrundbahn geht aus der Abb. 425 hervor, die die Station Wittenbergplatz, u. Abb. 426, welche die Station am Potsdamer Bahnhof in Berlin darstellt. Die Station ist ein Durchgangsbahnhof in Kopfform. In Verbindung hiermit gibt Abb. 427 den Übergang der Untergrund- zur Hochbahn mit der Haltestelle Nollendorfplatz im Höhenplan u. Abb. 428 den Querschnitt der Gitschinerstraße mit der Hochbahn[205].

2. Das Empfangsgebäude. a) Die Lage des Empfangsgebäudes und damit der Bahnsteige innerhalb des Bahnhofs der Länge nach hängt von den örtlichen Verhältnissen, namentlich der Lage des Geländes sowie der Vorplätze und der Zufuhrstraße zur Bahn, sowohl nach der Höhe als im Grundriß, sowie der etwaigen Krümmung der Bahnhofsgleise und der Vereinigung des Stationsdienstes mit der Güterabfertigung ab. Ferner ist dieselbe abhängig von der sichern und zweckmäßigen Abfertigung der Züge, welche wiederum bedingt ist durch die Lage der Anlagen für den Güterverkehr, ferner durch die Lage der Anlagen für den Güterverkehr, weiter durch die Lage der etwaigen Überwege in Schienenhöhe, der Weichen und Weichenstraßen, die durch die haltenden Personenzüge nicht gesperrt werden dürfen.

---

[203]) Vgl. Albrecht, Absperrung der Bahnsteige, Zentralbl. d. Bauverw., 1895, S. 288.

[204]) Vgl. Everken, Bahnhofsanlagen in Wiesbaden, Zentralbl. d. Bauverw., 1906, S. 582.

[205]) Vgl. Langbein, Zeitschr. des Vereins deutscher Ingenieure, Nr. 7, S. 217 u. 234, 1902, wo die Abb. 425 bis 428 entnommen sind, und G. Kemmann, Zur Eröffnung der elektr. Hoch- und Untergrundbahn in Berlin. Berlin 1902, und Zeitung des V. d. E.-V. 1902.

Bei Durchgangsstationen ist das Empfangsgebäude auf derjenigen Seite anzulegen, von welcher der Hauptverkehr zu erwarten ist, in der Regel auf der Ortsseite. Bei mittleren Bahnhöfen kommt es etwa in die Mitte des Bahnhofes zu liegen, z. B. wie in Abb. 451, S. 352. In Abb. 458 läßt dies die Lage des Güterschuppens nicht zu. Bei kleineren Bahnhöfen dagegen rückt man das Empfangsgebäude möglichst nach dem einen Ende hin (vgl. Abb. 453), bleibt aber weit genug von dem nächsten Wegübergang in Schienenhöhe ab. Wegen Wahl des Platzes mit Rücksicht auf die Gründung und Entwässerung

Abb. 425 bis 428. Station einer Untergrundbahn.

Abb. 425. Querschnitt.

Abb. 426. Grundriß.

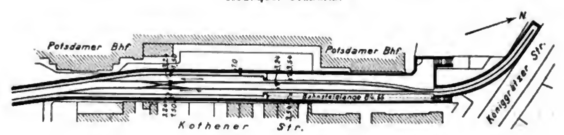
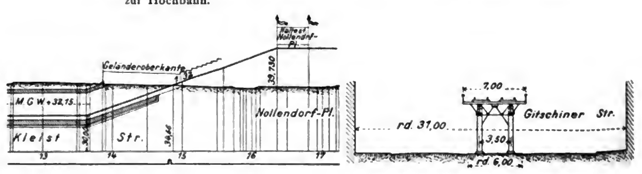


Abb. 427. Übergang von der elektrischen Untergrund- zur Hochbahn.

Abb. 428. Elektrische Hochbahn.



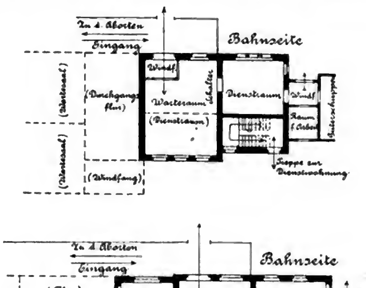
der Gebäude vgl. S. 179. Zwischen dem ortsseitigen Empfangsgebäude und dem Abort muß ein genügend breiter Zugang zum Bahnsteig bleiben, der auch eine nach dieser Seite etwa erforderliche Erweiterung des Empfangsgebäudes gestattet.

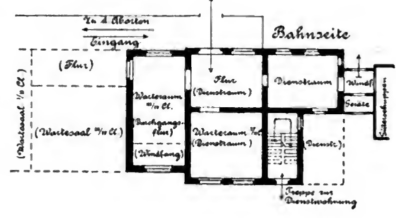
Bei Keil- und Inselbahnhöfen (vgl. Abb. 376 u. 381) liegt das Empfangsgebäude zwischen den dort zusammenlaufenden oder sich trennenden oder sich kreuzenden Bahnlinien.

Der Zugang bzw. die Zufahrt zu dem Empfangsgebäude erfolgt entweder unmittelbar oder mittels Unterführungen oder Brücken. Es können die Warte- und Dienst-

räume auch getrennt, zum Teil vor den Gleisen in einem Vorgebäude (vgl. Abb. 376, S. 329) und zum Teil in einem Gebäude auf einem Hauptbahnsteig, zwischen den Gleisen schienenfrei verbunden, untergebracht werden. Auch können die Warte- und Diensträume längs oder quer über der Bahn mit dem schienenfreien Zugang von der Seite oder von einer Wegunter- oder Überführung aus untergebracht werden (vgl. auch die Zugänglichkeit der Bahnsteige unter b) S. 338).

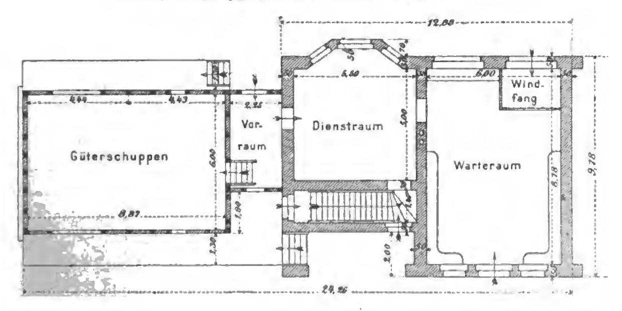
Abb. 429 u. 430. Grundrißmuster I u. II für kleinste und kleine Stationen.





b) Allgemeine Anordnung des Empfangsgebäudes. Nach den T. V. § 51 sind im Empfangsgebäude größerer Bahnhöfe erforderlich: eine geräumige Vorhalle mit Fahrkartenausgabe und Gepäckabfertigung (auch Räume für Handgepäck und einen Pförtner sind zweckmäßig), wenigstens zwei getrennte, in der Regel nicht als Durchgang zu benutzende

Abb. 431. Empfangsgebäude nach Muster Abb. 429. M. 1 : 200.



(Pr. Vorschrift) Wartesäle, im Bedarfsfalle mit Wirtschaftsräumen, ein Dienstraum für den Stationsvorsteher, unter Umständen zugleich Kasse, und entsprechende Diensträume für die Assistenten, den Telegraph und Fernsprecher, wenn erforderlich auch ein besonderer Raum für die Zugmannschaften und die Kasse. Die etwaigen Block- und Stellwerke werden womöglich zweckmäßig in einem Raum mit freier Aussicht auf die Bahn untergebracht.

Das Empfangsgebäude erhält nach Bedarf auch Fürstenzimmer und Räume für Post und Telegraph, sowie die Zollverwaltuung. Im Obergeschoß werden Dienstwohnungen für die Beamten und Wärter untergebracht.

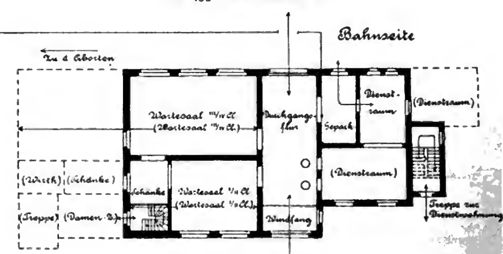
Für die Aufstellung der Entwürfe zu Stationsgebäuden in der Seitenlage sind bei den Pr.-H. Stb. Grundsätze und Grundrißmuster (vgl. Abb. 429, 430 u. 433 bis 435 festgestellt (E. V. Bl. 1901, 231), bei denen namentlich der Erweiterungsfähigkeit Rechnung getragen ist[206]. Grundsätze für die Anordnung der Räume waren:

Abb. 432. Empfangsgebäude für kleinere Nebenbahnhöfe. M. 1 : 385.

1. Übersichtlichkeit.
2. Der Weg der Reisenden soll zuerst zum Fahrkartenschalter, dann zur Gepäckabfertigung, hierauf zu den Warteräumen oder auch unmittelbar zum Bahnsteig führen. Es soll rechts ausgewichen werden. Eine Kreuzung der Verkehrswege ist zu vermeiden.
3. Berücksichtigung der Bahnsteigsperre. Auf kleinen Stationen läßt man die Warteräume und damit auch den Abort außerhalb der Sperre.
4. Der Gepäck und Postverkehr soll von den Wegen der Reisenden tunlichst getrennt werden.
5. Vermeidung verlorener Steigungen.

Abb. 433 bis 435. Grundrißanordnung III bis V für Empfangsgebäude mittlerer Durchgangsstationen. M. 1 : 400.

Abb. 433. Grundrißmuster III.



In Abb. 431 ist der Grundriß eines nach Muster Abb. 429 im Direktionsbezirk Mainz der Pr.-H. Stb. ausgeführten Empfangsggebäudes und in Abb. 432 das Grundrißmuster eines oft ausgeführten Empfangsgebäudes an Pr. Nebenbahnen mit Güterraum ohne Sperre für dörfliche Verhältnisse wiedergegeben.

Bei den Grundrißmustern III bis V für mittlere Stationen, Abb. 433 bis 435, ist nach den örtlichen Verhältnissen zu prüfen, ob sich wie in Abb. 433 ein in der ganzen Breite durchgehender Flur oder wie in Abb. 434 u. 435 ein größerer Vorflur mit anschließendem engeren Durchgangsflur empfiehlt.

[206]) Ansichten und Schnitte finden sich im »Lehrbuch des Hochbaues«, herausgegeben von ESSELBORN, Kap. VIII: »Entwerfen«, Leipzig 1908.

Bei ausreichender Tiefe des Bauplatzes wird man die Warteräume nach der Tiefe des Gebäudes nach Abb. 435 hintereinander, sonst in der Längsrichtung wie in Abb. 434 nebeneinander legen.

G r ö ß e n a b m e s s u n g e n: Für die Grundfläche der Empfangsgebäude gibt die Formel $F = 100 + \frac{E}{40}$ in qm einen Anhalt, wo E die Einwohnerzahl des Stationsortes ist; freilich kommen hier auch noch andere Umstände in Betracht, z. B. das Vorhandensein eines Touristen- oder Auswandererverkehrs[207]. Auf die Anordnung der Empfangs-

Abb. 434. Grundrißmuster IV.

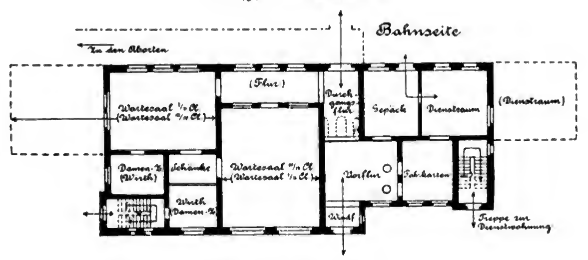
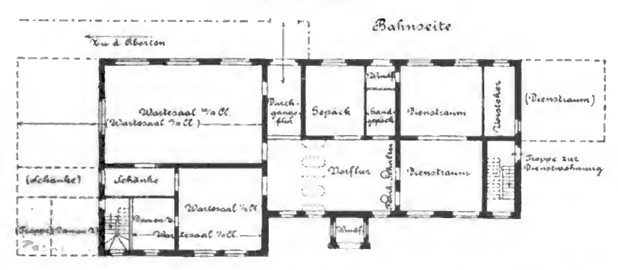


Abb. 435. Grundrißmuster V.



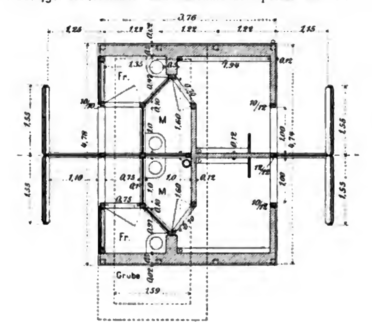
gebäude für größere Durchgangsstationen, von Empfangsgebäuden mit zur Bahn verschiedener Höhenlage, von solchen in Kopf- und Quer-, Insel- und Keillage, sowie der Vorgebäude kann hier nicht näher eingegangen werden[208]. Von Wichtigkeit ist die bei größeren Empfangsgebäuden oft schwierig zu erreichende unmittelbare Lichtzuführung zu den Fahrkartenausgaben (vgl. Bahnhof Altona gegenüber Frankfurt a. M.). Unter

[207] Vgl. Zentralbl. d. Bauverw. 1887, S. 270 u. HEUSINGER v. WALDEGG, Handb. für spez. Eisenbahntechnik 1877, S. 716.

[208] Vgl. hierüber: Die Eisenbahntechnik der Gegenwart, Bd. II, 3. Abschn., S. 510, und CAUER, Betrieb und Verkehr d. Pr. Stb., S. 89 ff., sowie RÜDELL, Zentralbl. d. Bauverw. 1905, S. 573 und die statistischen Nachweisungen in der Zeitschr. f. Bauw. 1905, über die in den Jahren 1897—1900 vollendeten Hochbauten d. preuß. Staatseisenbahnverwaltung mit Grundrißabbildungen und Kostenangaben.

Hinweis auf die Anordnung des neuen Empfangsgebäudes im Kopfbahnhof Wiesbaden[209]) mag noch bemerkt werden, daß sich u. U. eine einseitige Grundrißentwicklung an Stelle der früher z. B. in Frankfurt a. M. und Altona, Kiel[209]) als zweckmäßig empfiehlt. Eingangs- und Ausgangshalle liegen dort rechtwinkelig zueinander in einer Ecke des Kopfbaues. Ein Beispiel eines über den Gleisen in Querlage angeordneten Empfangsgebäudes bietet der Hauptbahnhof Hamburg.

Abb. 436. Abort außer- und innerhalb der Sperre. M. 1 : 100.



3. **Brunnen** und **Aborte.** Die Brunnen sollen von den Zügen aus für die Reisenden gut zugänglich sein und dürfen nicht in der Nähe von Aborten mit Gruben angelegt werden. Eine Behinderung der Zugänglichkeit der Aborte von den Wartesälen ist zu vermeiden. Wenn neben dem Ortsverkehr auch ein lebhafter Übergangsverkehr zu erwarten ist, so ist nicht nur außerhalb, sondern auch innerhalb der Sperre ein Abort herzustellen. In Abb. 436[210]) ist eine solche Anordnung im Grundriß dargestellt. Bei der Anordnung der Aborte sind die gesundheitlichen Forderungen, die im wesentlichen mit denen der Reinlichkeit zusammenfallen, zu beachten.

§ 42. Die Anlagen für den Ortsgüterverkehr. Kleinere Bahnhöfe.

Diese Anlagen sollen das Aufstellen der ankommenden und abgehenden Güterwagen ermöglichen und das Ein- und Ausladen des Stück- und Rohguts, der Fahrzeuge, auch der militärischen, des Viehs und sehr schwerer Gegenstände erleichtern. Es empfiehlt sich, die sämtlichen Anlagen für den Frachtverkehr vereinigt auf derjenigen Seite des Bahnhofs anzuordnen, von der der Hauptverkehr zu erwarten ist. Die erforderliche Verbindung dieser Anlagen mit den Aufstellgleisen der Ortsgüterzüge und der Güterwagen soll tunlichst nicht eine Kreuzung und Benutzung der Hauptpersonengleise mit sich bringen (s. A. f. S. 10).

Zu den Anlagen für den Ortsgüterverkehr gehören:

1. **Aufstellgleise,** bei großen Anlagen nach Richtungen getrennt, vgl. Abb. 458, S. 354.

2. **Ladegleise** sind mit Lademaßen und Brückenwagen, tunlichst in der Nähe des Güterschuppens, und mit Kranen zu versehen.

3. **Die einzelnen Ladestellen** an diesen Ladegleisen:

a) Für wertvolleres Stückgut: α) *Güterschuppen, auch Zollschuppen und Schuppen für feuergefährliche Gegenstände mit Ladebühnen*; β) *Umladebühnen und -hallen,* beide mit etwa in Wagenbodenhöhe liegendem Boden.

b) Die Rampen für Verladung von Vieh und von Fahrzeugen und sehr schweren Gegenständen; aus Abb. 437 u. 438 ist Grundriß und Querschnitt einer Laderampe mit

[209]) Vgl. Anmerkung 208 auf S. 346.

[210]) Ansichten und Schnitte finden sich im »Lehrbuch des Hochbaues«, herausgegeben von Esselborn, Kap. VIII: »Entwerfen«, Leipzig 1908.



Kopf und Seitenverladung, zu Abb. 451, S. 352 gehörig, zu ersehen, während Abb. 439 den Grundriß einer zweistöckigen Laderampe besonders zum Verladen von Klein-

Abb. 437 u. 438. Rampe mit Kopf- und Seitenverladung. M. 1 : 200.

Abb. 437. Grundriß.

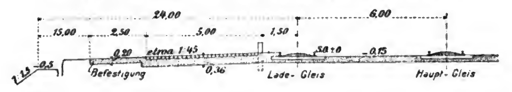
Abb. 438. Querschnitt.

vieh bei geringerem Verkehr darstellt. Die Höhe der unteren Bühne ist 1,10 m, die der oberen 2,11 m über S. O. Bei starkem Viehverkehr kommen Viehhöfe und Wagenreinigungsanlagen hinzu. Die Rampen dienen aber häufig auch zur Erleichterung des Ein- und Ausladens (z. B. auch von Militär) und des Umladens aus dem Straßenfuhrwerk in den Bahnwagen und umgekehrt und sind oft mit den Schuppen (s. unter α und β) vereinigt[211].

Abb. 439. Grundriß einer zweistöckigen Laderampe. M. 1 : 1000.

c) Die Ladestraßen für das Rohgut oder den Wagenladungsverkehr wie Frucht, Kohlen, Steine u. dgl. Abb. 440 stellt den Querschnitt durch die Ladestraße und das Ladegleis des Bahnhofes einer Nebenbahn dar. Die Ladestraßen sind an die Zufuhrstraßen anzuschließen und mit Wendeplätzen von wenigstens 11 m Halbmesser auszustatten (vgl. Abb. 451)[212].

Abb. 440. Querschnitt durch die Ladestraße eines Nebenbahnhofes.



[211]) Vgl. Goering u. Oder, Bahnhöfe S. 237 im »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, V. Teil, IV. Bd., 1. Abt., 1907, wo sich ein Aufriß und Querschnitt der Rampe nach Abb. 439 findet.

[212]) Vgl. ebenda S. 221.

Auch die Anlagen zu $a \cdot a$, b und c werden bei größeren Anlagen mit Hebevorrichtungen[213]) versehen.

Alle diese Anlagen sollen jede einzeln unabhängig von den übrigen benutzbar sein, aber auch einen leichten Wagenaustausch gestatten.

4. Das Anschlußgleis. Die kleinste Anlage für den Güterverkehr, von den Ladepunkten auf freier Strecke[214]) abgesehen, ist unter einfachen Verkehrsverhältnissen das

Abb. 441. Anschlußgleis für nichtöffentlichen Wagenladungsverkehr mit Haltepunkt.

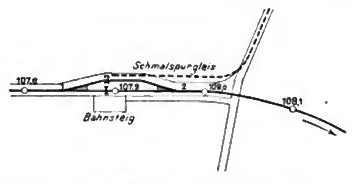
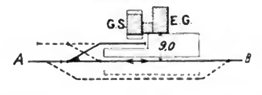


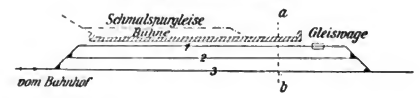
Abb. 442. Kleinerer Bahnhof einer eingleisigen Bahn.



Anschlußgleis für den nichtöffentlichen Wagenladungsverkehr auf freier Strecke. In Abb. 441 ist ein solches an einer Nebenbahn, mit einem Personen-Haltepunkt zufällig vereinigt, dargestellt.

Die Bedienung erfolgt hier durch den Zug, der Zugführer schließt die Weichen auf und zu. Die Bedienung kann aber auch durch besondere Zugfahrten erfolgen. Wegen der Sicherung bei Hauptbahnen vgl. S. 326 unter 5 und die Grundsätze für die geschäftliche Behandlung der Privatanschlußangelegenheiten, herausgegeben von der Eisenb.-Dir. Köln 1895, S. 5. Vgl. Sonderbahnhöfe für gewerbl. Zwecke im Handbuch der Ingenieur-Wissenschaften V, 4. Bd. Anordnung der Bahnhöfe I. Abt. bearb. von A. Goering und M. Oder S. 259 mit Abbildungen von Erzverladestellen und Zechenbahnhöfen. Die Gleisanordnung einer an einen Bahnhof oder die freie Strecke angeschlossene Ladestelle für im Tagebau gewonnenem Erz ist nach der genannten Quelle in Abb. 443 wiedergegeben.

Abb. 443. Erzverladestelle.



5. Der Bahnhof in seiner einfachsten Form (Haltestelle) wird gebildet durch die Verbindung einer öffentlichen Güterladestelle mit einem Personenhaltepunkt. In Abb. 442 ist die einfachste Anlage eines Gütergleises, welches von einer eingleisigen Bahn abgezweigt ist und vor dem Schuppen auf einen Prellbock ausläuft, dargestellt. Die Erweiterung des abgezweigten Stumpfgleises nach rückwärts und die Anlage einer zweiten Weichenverbindung (vgl. Abb. 442) erleichtert das Ein- und Abstellen von Wagen bei ein und demselben Zug.

Die vorn im Zug stehenden, für die Station bestimmten Wagen werden, wie es bei kleinen Stationen die Regel ist, von der Zugmaschine in das Neben- oder sonst in das

[213]) Vgl. ebenda S. 245.

[214]) Vgl. Zeitschr. f. Bauw. 1894, S. 575.

hierfür bestimmte Aufstellgleis gedrückt, und aus dem Nebengleis oder einem andern die bereit gestellten Wagen herausgezogen und vor den Zug gesetzt. Ist, wie hier angenommen, nur ein einziges Nebengleis vorhanden, so muß die Lokomotive den Weg doppelt machen. Dieser Vorgang ist in den Abb. 444 bis 449 dargestellt. Etwa zwischen der Lokomotive und dem ein- oder dem auszusetzenden Wagen stehende Wagen müssen die Verschubbewegungen mitmachen.

Abb. 444 bis 449. Verschubbewegungen beim Aus- und Einsetzen eines Wagens auf einer Haltestelle mit nur einem Gütergleis.

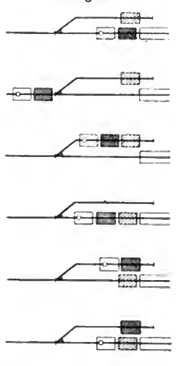
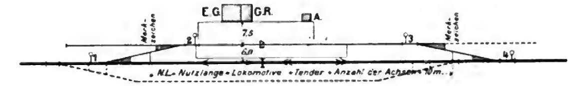


Abb. 450 zeigt das Linienbild eines kleineren Nebenbahnhofes mit zunächst dem Empfangsgebäude liegendem Gütergleis, das auch zu Kreuzungszwecken benutzt werden kann, und einem vorgesehenen Kreuzungs- und Überholungsgleis auf der anderen Seite des Hauptgleises. Der Güterraum ist wie in Abb. 432, S. 346 an das Empfangsgebäude angebaut. Sollen für gewöhnlich kürzere Züge kreuzen, so wird eine zweite Weichenverbindung, gleichlaufend mit 3—4 in Abb. 450, entsprechend näher am Bahnsteig eingelegt.

Übereinstimmend mit dieser Anordnung ist in Abb. 451 u. 452 ein vollständiger Entwurf des Durchgangsbahnhofs einer Nebenbahn, bei dem die Betriebsverhältnisse einen Lokomotivschuppen mit zwei Ständen erforderlich machen, im Lageplan dargestellt. Aus Abb. 452 sind die Höhenlage der Straßenanlagen bezogen auf die S. O. als ± 0 und Einzelabmessungen zu entnehmen. Da für die Station vereinigter Dienst vorgesehen ist, sind die Anlagen für Personen- und Güterverkehr möglichst zusammengelegt. Das Empfangsgebäude liegt etwa in der Mitte, und eine Erweiterungsfähigkeit der Ladestraße ist auf beiden Seiten vorhanden, während eine solche beim Empfangsgebäude und Güterschuppen besser nach Abb. 453 gewahrt ist, wobei die Rampe an dem einen Ende des Ladegleises angeordnet ist. Soll die Rampe neben den Schuppen zu liegen kommen, so empfiehlt sich die Anordnung nach Abb. 454, S. 352.

Abb. 450. Gleisskizze eines Nebenbahnhofes.



Bei der hier angenommenen, zu den Endweichen einseitigen Lage des Empfangsgebäudes kann der einzige Beamte die Weichen und Signale des einen Bahnhofsendes mitbedienen, man erreicht auch eine bequeme einseitige, nicht durch eine Rampe begrenzte, leicht vergrößerungsfähige Anlage der Freiladestraße und vermeidet die Anlage von getrennten Ladestellen (wie in Abb. 451), die Unbequemlichkeiten mit sich führen.

Bei der Lage der Rampe nach Abb. 453 stört der Viehverkehr nicht so erheblich die Reisenden. Die Auf- und Abfuhr von Möbel- und dergleichen Wagen über die Kopframpe ist nicht schwierig.

In Abb. 455 ist ein kleinerer Bahnhof an einer zweigleisigen Hauptbahn mit den hier vorgeschriebenen Ein- und Ausfahrsignalen dargestellt. Die Lokomotiven der Nahgüterzüge von O, die in Gleis II, und nicht in Gleis III einfahren, und die

Abb. 451. Nebenbahnhof im Flachland, in der Anlage mit zweiseitiger Ladestraße. M. 1 : 3000.

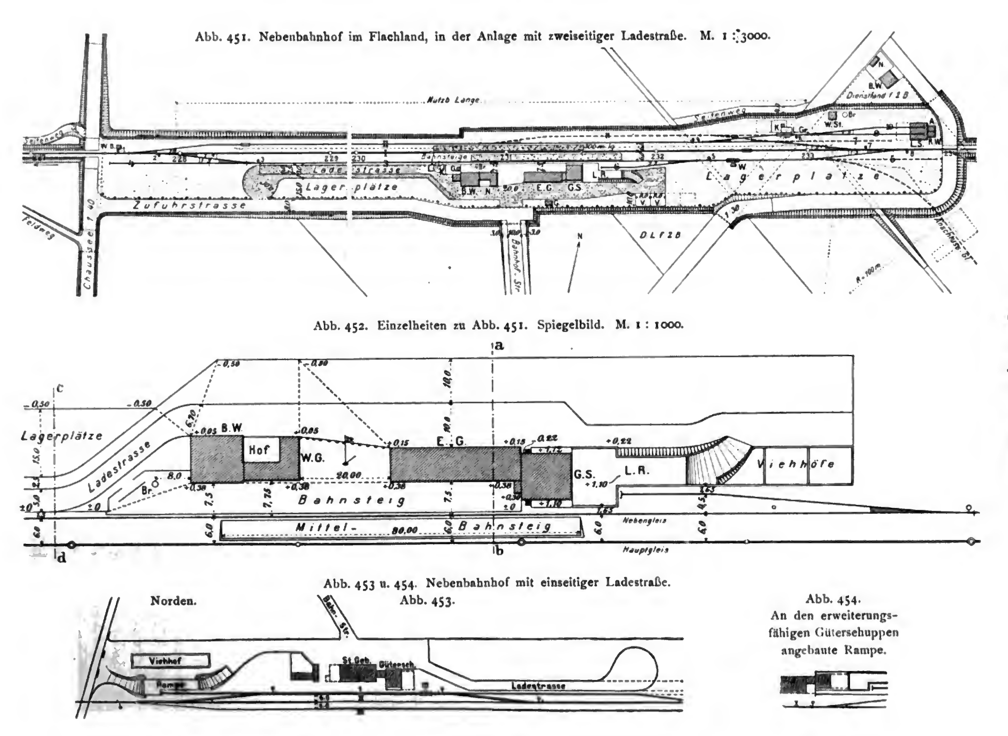


Abb. 452. Einzelheiten zu Abb. 451. Spiegelbild. M. 1 : 1000.

Abb. 453 u. 454. Nebenbahnhof mit einseitiger Ladestraße. Abb. 453.

Abb. 454. An den erweiterungsfähigen Gütersehuppen angebaute Rampe.

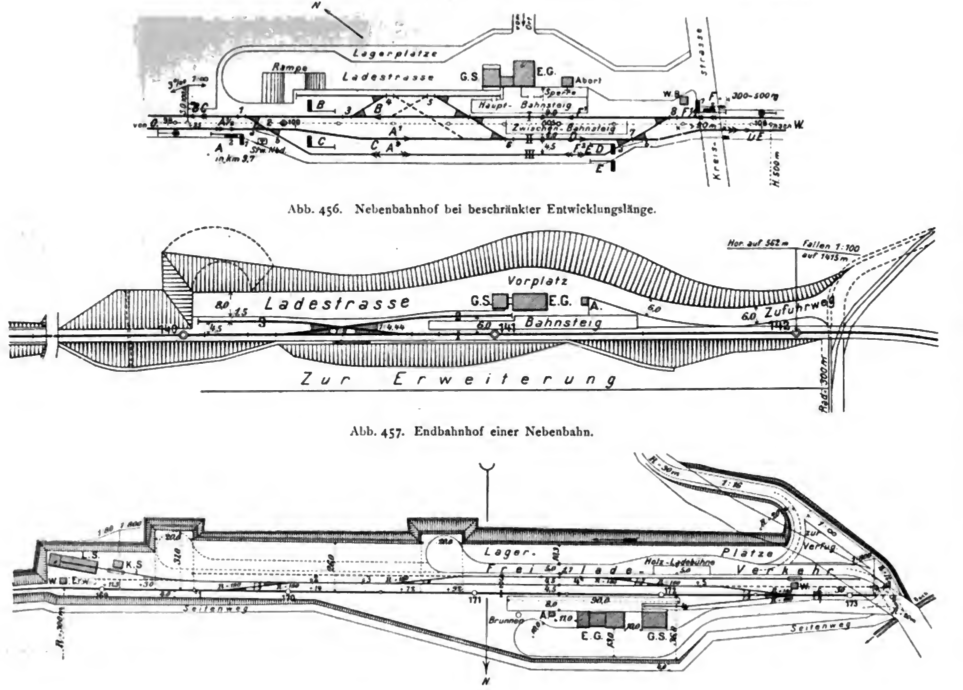


Abb. 455. Kleiner Durchgangsbahnhof einer zweigleisigen Hauptbahn mit Überholungsgleis.

Abb. 456. Nebenbahnhof bei beschränkter Entwicklungslänge.

Abb. 457. Endbahnhof einer Nebenbahn.

für den Ort bestimmten Wagen hinter sich haben, fahren nach Trennung des Zugs bis vor die Weiche Nr. 6 und drücken die Wagen durch die Kreuzung in das Nebengleis. Zwischen der Weiche und dem Hauptsignal muß dann genügende Länge vorhanden sein.

Abb. 456 gibt die Anlage eines Bahnhofs einer Nebenbahn bei beschränkter Entwicklungslänge zwischen zwei Festpunkten, z. B. Gefällwechsel und Bogenanfang, wieder. Vgl. Abb. 384, S. 331.

Während bisher Zwischenbahnhöfe in Durchgangsform den Beispielen zugrunde gelegt waren, bringt Abb. 457 die Anordnung für einen Endbahnhof, gleichfalls für eine Nebenbahn zur Anschauung.

6. Mittlere Durchgangsstationen. Bei mittleren Durchgangsstationen wird der Güterverkehr von dem übrigen Stationsdienst und damit auch der Güterschuppen vom Empfangsgebäude getrennt, und zwar neben diesem auf derselben Seite der Hauptgleise, wie in Abb. 458 angeordnet, oder auf die gegenüberliegende Seite verlegt. Beide Lagen

Abb. 458. Durchgangsstation mittlerer Größe.

haben hinsichtlich des Kreuzens der Hauptgleise bei dem Verschubdienst, sowie andrerseits durch den Fuhrwerksverkehr und die Verfrachter, sowie die Erweiterungsfähigkeit des Bahnhofs ihre Vorzüge und Nachteile.

Bei der Anordnung der Güterschuppengleise ist die Ermöglichung eines Kreisverkehrs vor dem Schuppen für die zu- und abgehenden Wagen erwünscht.

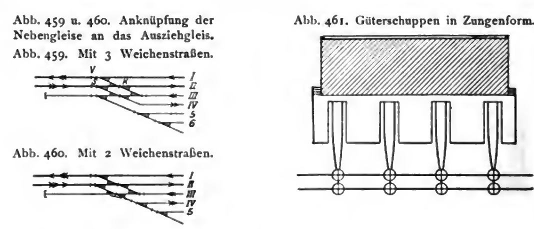


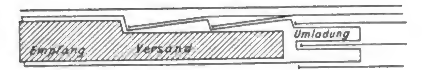
Abb. 459 u. 460. Anknüpfung der Nebengleise an das Ausziehgleis.
Abb. 459. Mit 3 Weichenstraßen.
Abb. 460. Mit 2 Weichenstraßen.

Abb. 461. Güterschuppen in Zungenform.

Abb. 458 zeigt die übliche Form einer Durchgangsstation mittlerer Größe für eine zweigleisige Bahn mit einem Überholungsgleis in verzerrter Darstellung. Die Bahnhofsköpfe werden bei 2 Überholungsgleisen sicherer mit 3, aber auch nur mit 2 versetzten Weichenstraßen nach Abb. 459 u. 460 angeordnet; häufig findet sich auch nur eine einzige Weichenstraße. Entweder wird jedes Überholungsgleis einer zweigleisigen

Bahn als Ausziehgleis in der Einfahrrichtung verlängert oder bei geringerem Verkehr nur eines derselben unter Benutzung des einen Hauptausfahrgleises als Ausziehgleis. Im Notfall kann unter dem Schutz des Deckungssignals auch das Hauptgleis einer eingleisigen Bahn als Ausziehgleis bis zur Verschubtafel benutzt werden. Verkehren gemischte Züge, so muß das Ein- und Aussetzen von Güterwagen aus den Hauptgleisen möglich sein.

Abb. 462. Schuppen in Säge- und Kammform.



Auf die Überholungsgleise und die Aufstellgleise folgt das für den Lokomotiv- und Verschubverkehr freizuhaltende Durchlaufgleis. Mit diesem und dem Ausziehgleis sollen der Lokomotivschuppen und die sämtlichen Ladestellen in bequemer Verbindung stehen.

Abb. 463 bis 465. Güterschuppen für kleinere Stationen. M. 1 : 200.

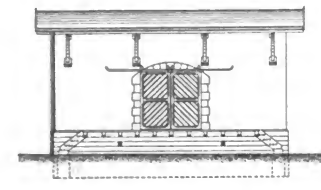


Abb. 463. Ansicht.

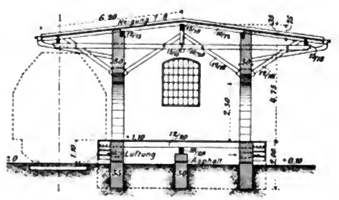


Abb. 464. Querschnitt.

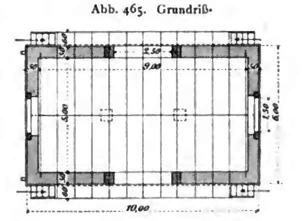


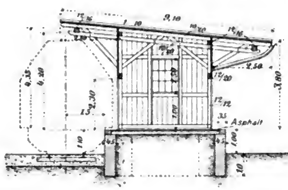
Abb. 465. Grundriß.

7. Der Güterschuppen. Der Güterschuppen erhält gewöhnlich die rechteckige Langform, auf größeren Bahnhöfen auch die Zungen- oder Kammform, die Sägeform (vgl. Abb. 461 u. 462)[215]) oder auch die Staffelform mit zur Schuppenflucht gleichlaufenden Stumpfgleisen. Der Schuppen liegt zwischen dem Schuppengleis und der wenigstens 10 m breiten Ladestraße. Die von außen durch Treppen zugänglich gemachten Ladebühnen sind auf der Bahnseite 1,5 bis 3,0 m breit (breiter wegen Umladung) und liegen + 1,10 über S. O.; auf der Straßenseite sind sie nur 1,0 bis 1,5 m breit und liegen 0,85 bis 1,0 m über der Straße. Die Entfernung der Bühnenkante vom nächsten Gleis beträgt > 1,65 m. Die lichte Höhe des Schuppens ist tunlichst gering zu halten, 3,5 bis 5,0 m. Abb. 463 bis Abb. 465 zeigen die Anordnung eines massiven, und Abb. 466 u. 467 eines Fachwerkschuppens für eine Wagenlänge für kleinste Stationen, Abb. 468 den Querschnitt eines 9 m tiefen Fachwerkschuppens für mittlere Stationen für drei Wagenlängen mit

[215]) Die Abb. 461 ist WILHELM CAUER, Betrieb und Verkehr der Preußischen Staatsbahnen, Bd. II, Berlin 1902, S. 214, entnommen.

angebauter Güterabfertigung[216]). Wegen Grundflächenberechnung und der weiteren Einzelheiten muß auf die Grundsätze und Bestimmungen für das Entwerfen und den Bau der Güterschuppen, Eis. Verord. Bl. 1901, S. 244, verwiesen werden[217]).

Abb. 466 u. 467. Fachwerkgüterschuppen für kleine Bahnhöfe. M. 1 : 200.
Abb. 466. Querschnitt.



8. Große Güterbahnhöfe werden, von dem gleichfalls getrennt angelegten Verschubbahnhofe zugänglich, möglichst gegen die oder in die Stadt vorgeschoben, meist in Kopfform hergestellt[218]).

9. Die Rohgutbahnhöfe, mit den Güterbahnhöfen vereinigt, oder auch einen besonderen Bahnhof bildend[219]), bestehen aus einzelnen Gruppen von zwei oder drei stumpf endigenden (Abb. 469) oder durch Weichen oder durch Drehscheiben verbundenen (Abb. 470) Freiladegleisen mit dazwischen auf S. O. liegenden Ladestraßen (Abb. 471).

Abb. 467. Grundriß.

Abb. 468. Querschnitt eines Güterschuppens für mittlere Stationen. M. 1 : 200.

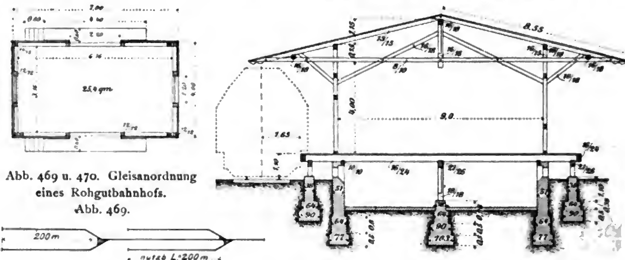
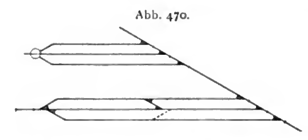


Abb. 469 u. 470. Gleisanordnung eines Rohgutbahnhofs.
Abb. 469.

Abb. 470.



Eine ausführliche Darstellung der Güter- und Hafenbahnhöfe findet sich in dem Handbuch der Ing.-Wissenschaften V. Teil, IV. Bd. Anordnung der Bahnhöfe, I. Abteilung, bearbeitet von A. Goering und M. Oder, Leipzig 1907, IV. Abschnitt, S. 174. Von hier ist auch Abb. 462 entnommen.

§ 43. Anlagen für den Betriebsdienst. Lokomotiv- und Wasserstationen, anderweitige Hochbauten für Betriebszwecke, Verschubbahnhöfe.

1. Lokomotivstationen. a) Lokomotivschuppen. Im allgemeinen soll die Lage der Lokomotivschuppen so gewählt werden, daß die Lokomotiven leicht und schnell zu

[216]) Die Beschreibung eines bemerkenswerten größeren Schuppens — der zu Wiesbaden — verf. von Arendt, findet sich im Zentralbl. d. Bauverw. 1907, S. 404.

[217]) Abgedruckt im Heusinger-Meyerschen Kalender für Eisenbahntechniker 1908, VII, S. 342.

[218]) Vgl. die Bahnhofsanlagen von Frankfurt a. M., s. Anm. 198, S. 340.

[219]) Vgl. die neuen Bahnhofsanlagen von Wiesbaden.

ihrer Verwendungsstelle gelangen können. Die Übersicht und die Erweiterungsfähigkeit der Anlagen soll durch den Lokomotivschuppen nicht beeinträchtigt werden.

Die Lokomotive soll auf einfache Weise von den Zügen über das Durchlaufgleis und das Ausziehgleis (vgl. Abb. 458), ohne die Zugfahrten, besonders die Einfahrten zu stören, zu den Zügen und von diesen nach dem Schuppen gelangen können. Die ein- und ausfahrenden Lokomotiven sollen sich bei größeren Anlagen gegenseitig nicht behindern und auch nicht durch Wasser und Kohlen nehmende Lokomotiven aufgehalten werden (A. f. S. § 12, 2). Den Lokomotivschuppen legt man bei einer Durchgangsstation zugänglich vom Ausziehgleise meist an das Ende eines der Nebengleise auf der dem Empfangsgebäude entgegengesetzten Seite der Hauptgleise. Bei einer Kopfstation ist die Lage aus Abb. 380, S. 330 ersichtlich.

Abb. 471. Rohgutbahnhof (verzerrt).

In den Schuppen werden während der Dienstpausen über den zwischen den Schuppengleisen liegenden Arbeitsgruben das Reinigen und Anheizen und kleine Ausbesserungen vorgenommen. Bei größeren Schuppen wird in 2 nebeneinander liegenden Ständen eine Achswechselgrube mit Windewerk angeordnet. Auch ist ein Verladekran für Achsen erforderlich[220]).

Das Feuerlöschen und Reinigen der Roste, Wasser- und Kohlennehmen geschieht auf der Fahrt zum Schuppen außerhalb desselben auf besonderen, vor der Drehscheibe liegenden (vgl. Abb. 458, S. 354) Löschgruben, neben denen der Wasserkran aufgestellt ist, ehe die Lokomotive in den Schuppen fährt. Lagerplätze für Asche und Schlacken sind vorzusehen.

Man teilt der Form nach die Lokomotivschuppen ein in:

1. Rechteckschuppen (Abb. 472) mit Weichenanlagen und Schiebebühnen,
2. kreisförmige und ringförmige Schuppen (Abb. 473)[221]).

Der Rechteckschuppen ist für eine kleine Lokomotivzahl sehr geeignet, besonders für Tenderlokomotiven auf Nebenbahnen. Der gleichbreite Rechteckschuppen mit Schiebebühne hat eine unbegrenzte Erweiterungsfähigkeit, die bei dem fernrohrförmigen nicht so gewährleistet ist. Die Rechteckform ist für ein entsprechend gestaltetes verfügbares Gelände zu empfehlen. Bei einseitiger Einfahrt stellt man nur zwei, bei zweiseitiger nur drei, höchstens vier Lokomotiven auf einem Gleis im Schuppen auf.

Die Ringform (vgl. Abb. 458 u. 473) ist wegen der leichten Erweiterungsfähigkeit und Zugänglichkeit und der geringer bebauten Fläche trotz größern Platzbedarfs am meisten verbreitet. Bei mehr als 20 Ständen empfiehlt sich wegen Zeitverlust und leicht entstehender Betriebsstörung die Anordnung einer zweiten Drehscheibe.

---

220) Vgl. preuß. Minist.-Erlaß vom 18. 2. 1908. Zeitung d. V. d. E.-V. 1908, S. 335.

221) Vgl. Cauer, Die Gestalt der Lokomotivschuppen, Organ für d. Fortschr. des Eisenbahnw. 1907 S. 197.

Der Kreisschuppen ist nur für eine bestimmte Anzahl von Lokomotiven: 20—30 verwendbar. Die Standlänge beträgt bei den Pr.-H. Staatsb. für Hauptbahnlokomotiven mit Schlepptender auf Grund des in Anm. 220 angeführten Erlasses $L = \left.\begin{matrix}17{,}0\\19{,}0\end{matrix}\right\} + 2 \cdot 2{,}0 = \left\{\begin{matrix}21{,}0\\23{,}0\end{matrix}\right.$ m. Für 2 Gruppen von Lokomotivschuppen und zwar a, für neuere 4 und 5achsige Schnell- und Personenzugslokomotiven und b, für 3achsige desgl. und für Güterzugslokomotiven. 2,0 m beträgt beiderseits der Abstand von der Wand oder von der Schiebebühnenkante. Für Tenderlokomotiven kann eine Länge von 10—12 m angenommen werden. Den Zwischenraum der Lokomotiven bei Aufstellung hintereinander nimmt man 0,6 m groß.

Abb. 472. Rechteckiger Lokomotivschuppen. M. 1 : 1000.

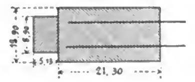
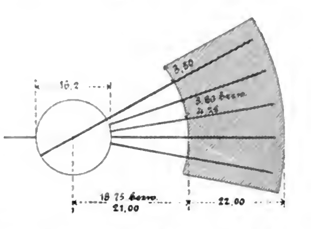


Abb. 473. Ringförmiger Lokomotivschuppen. M. 1 : 1000.

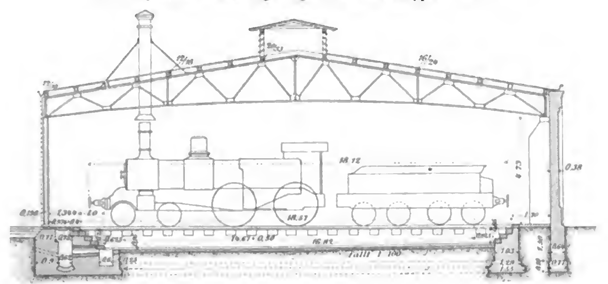


Der Abstand der Seitenwände von der Gleisachse soll 3,5 m und der Gleisabstand 5,0 bis 5,5 m betragen (vgl. Abb. 472). Die lichte Weite der Einfahrtstore ist jetzt auf 3,80 m festgesetzt. Der Rauchfang ist 4 m vom Standende anzuordnen. Hölzerne Dachbinder und Säulen sind zulässig, ebenso eine Eindeckung mit Pappe. Bis 5,80 m über der S. O. soll alles Holzwerk vermieden werden. Kleine Schuppen und vorübergehende Anlagen werden in Fachwerk ausgeführt, gewöhnlich aber wird volles Mauerwerk gewählt. An Stelle der Einzelöfen sollen Sammelheizungen treten. Aus den Abb. 474 und 475 geht die Anordnung eines ringförmigen Schuppens mit Arbeitsgrube im Querschnitt hervor. Wegen der Anordnung der Lokomotivschuppen im einzelnen muß auf die Grundsätze und Bestimmungen für das Entwerfen und den Bau von Lokomotivschuppen E.-V.-Bl. 1908, S. 29 verwiesen werden. Wegen der Notwendigkeit und der Lage der Drehscheiben vgl. § 34, 6. Mit der Lokomotivschuppenanlage sind nach Bedarf eine Werkstätte, Magazine, Aufenthalts-, Bade- und Übernachtungsräume zu verbinden.

b) Bekohlungsanlagen. Sie bestehen aus Lagerplätzen und Lade-(Hebe)vorrichtungen. Erstere, auch Kohlenbansen genannt, sind mit 2,0—2,5 m hohen meist aus alten Schienen oder Hilfschen Langschwellen hergestellten Einfriedigungen versehene, gepflasterte, oder mit Plattenbelag oder Karrenfahrten ausgestattete Höfe, in die das Kohlenzufuhrgleis hinein- oder an die es wenigstens herangeführt wird. Zum Beladen der Tender dient eine etwa 2,60 m hohe und 3,0 m breite Bühne, auf die die Kohlen in Körben mit Hand oder Wipper, bei größeren Anlagen in kleine Kippwagen durch Krane gehoben und auch auf dieselbe Weise oder mittels Schüttrinnen in die Tender entleert werden. Die Kippwagen können wie die nachstehend erwähnten Sturzkästen vom Kohlenwagen aus oder vom Lager gefüllt werden. Bei größeren Anlagen wird das Kohlenzufuhrgleis (mit 1 : 30) und der Lagerplatz gehoben, das (u. U. gesenkte) Bekohlungsgleis liegt tief und das Beladen der Tender geschieht aus Sturzkästen von bestimmtem Füllungsraum mittels Schüttklappen (Hannover, Kassel). Bei ganz großen

Anlagen kommen auch HUNTsche Hebewerke zur Anwendung, bei denen die in 1 Keller aus dem Kohlenwagen abgestürzten Kohlen mittels eines Becherwerks mechanisch gehoben und dann aus einem Hochbehälter mit geneigtem Boden mittels Schüttrinnen und Klappen abrutschen (Saarbrücken, München).

Abb. 474. Querschnitt eines ringförmigen Lokomotivschuppens. M. 1 : 200.



2. Die Wasserstationen bilden die Wasserversorgung der Bahnhöfe, in erster Linie dienen sie zur Speisung der Lokomotiven (vgl. S. 327, 2, c, β). Zu einer Wasserstation gehört:

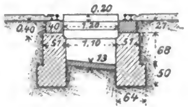


Abb. 475. Querschnitt durch die Arbeitsgrube. M. 1 : 100.

1. Die Wasserentnahme.

2. Die Pumpe mit der Saug- und Druckleitung (dem Steigerohr). Die Lage der Pumpstation hängt von derjenigen der Entnahmestelle ab. Aushilfsweise benutzt man z. B. auch beim Neubau Pulsometer.

Möglich ist auch eine Füllung der Behälter durch natürliches Gefälle und die Anlage eines Wasserbehälters auf einem natürlichen Höhenpunkt.

3. Der Behälter. Man unterscheidet folgende Behälterformen:

a) Die rechteckige; b) die Zylinderform mit kugelhaubenförmigem Boden für kleinere Behälter (Abb. 476 u. 477 für 50,0 cbm Inhalt); c) den Intzebehälter mit nur lotrechter Belastung des Mauerwerks (vgl. Kap.: Wasserbau im II. Band dieses Lehrbuchs); d) die Barkhausenbehälter (Organ 1900, S. 271 u. Kap.: Wasserbau) für große Wassermengen > 1000 cbm, aus Zylinder und Halbkugel bestehend. Die Druckhöhe zwischen Behälter-Unterkante und S. O. soll > 10,00 m betragen.

4. Die Leitungen, frostfrei mit stetigem Gefälle zu verlegen, bestehen aus gußeisernen Muffenrohren. Das Fallrohr (200 mm Durchmesser) geht vom tiefsten Punkt des Behälters bis zur Entnahmestelle und in erster Linie zum Wasserkran.

5. Der Wasserkran für die Lokomotiven. Die Wasserkrane sind am hintern Ende der etwa vorgesehenen Reinigungsgrube in den Hauptgleisen an den Bahnsteigen so aufzustellen, daß die Personenzugslokomotiven Wasser nehmen und dabei ausgeschlackt werden können, ohne abgekuppelt zu werden. Ebenso sollen in den Güterzugsausfahrgleisen die Krane leicht erreichbar angeordnet werden. Ferner werden Krane an den Löschgruben vor den Kohlenbansen und in Verschubbahnhöfen an den Arbeitsstellen der Verschublokomotiven erforderlich. Der Kran soll für Lokomotiven fahrplanmäßiger Züge in der Minute meistens 1 cbm Wasser, für Sz. 3,0—4,0 cbm, liefern, und sein Aus-

Abb. 476 u. 477. Wasserturm für 50 cbm Inhalt.
Abb. 476. Querschnitt. M. 1 : 150.

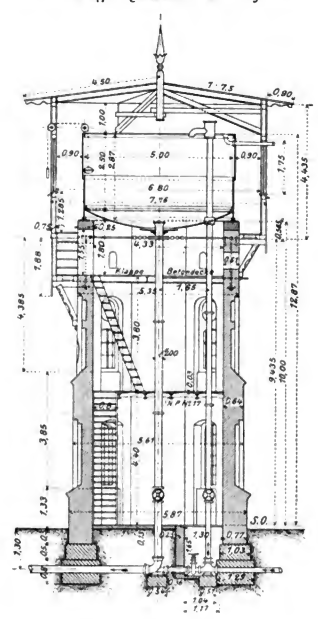
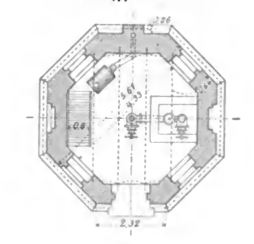


Abb. 477. Grundriß.



guß 2,85 m über S. O. liegen. Der Ausleger muß gleichlaufend mit dem Gleise festzustellen und im Dunkeln zu signalisieren sein. Die Anfahrlänge für die Lokomotiven, bedingt durch die Länge der Ausleger und den Abstand vom Gleis und der Breite der Einlauföffnung schwankt bei den Pr.-H. Mustern zwischen 2,60 und 3,27 m.

Der Wasserkran besteht aus der gußeisernen, freistehenden hohlen Kransäule, auf deren Kopfe der 2200 bis 3190 mm lange, auch ausziehbar hergestellte[222]) Ausleger aus Kupfer drehbar gelagert ist. Ein Ablaufhahn verhindert das Einfrieren. Bezüglich seiner Ausführung muß auf die preußischen Musterzeichnungen verwiesen werden. Zu beachten sind die Grundzüge für die Erbauung von Wasserstationen, Minist.-Erlasse von 1890 und 1893.

3. Anderweitige Hochbauten für Betriebszwecke. Für den Bau von Übernachtungs- und Dienstwohngebäuden, sowie Mietswohnhäusern sind ministerielle Grundzüge, 1898, 1900 und 1903 herausgegeben. Auf Abstellbahnhöfen werden Wagenschuppen erforderlich (vgl. Abb. 380, S. 330).

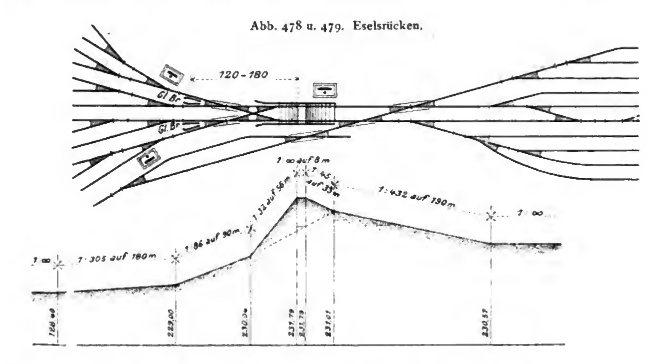
4. Das Verschieben. Verschubbahnhöfe. Der Verschubdienst. Auf mittleren und kleineren Stationen werden die Anlagen für den Verschubdienst nicht streng von den Güter- und Personenzugsgleisen getrennt.

a) Das Verschieben — auf kleinen Stationen vgl. S. 351 und Abb. 444 bis 449 — geschieht auf mittleren Stationen mittels des wagerechten Auszieh-(Kopf)gleises (vgl. Abb. 458) durch wiederholtes Vorziehen und Zurückstoßen oder auch mittels einseitig geneigten Ausziehgleises unter Benutzung von Lokomotiven und der Schwerkraft. Auf besonderen Verschubbahnhöfen werden einseitig oder zweiseitig geneigte Ablaufgleise angewendet. Bei ersteren mit einer Neigung von 10—18 ‰ ist die Ablaufhöhe für die verschiedenen Wagen eines auf den Ablaufkopf gezogenen Zuges verschieden und auch das Lösen der angespannten Kupplungen schwierig. Um los-

[222]) Organ für d. Fortschr. d. Eisenbahnw. 1907, S. 58.

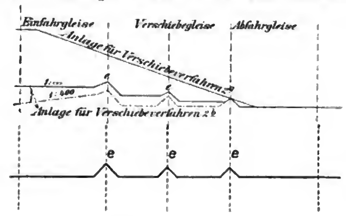
kuppeln zu können, muß man hier die zum Ablauf bestimmte unterste Wagengruppe mit Bremsknüppeln festhalten und die darüber stehenden entbremsen, damit die schlaff gewordenen Kuppelungen ausgehoben werden können. Diese Nachteile vermeidet man mittels der zweiten Anordnung, der Ablaufberge oder der sog. »Eselsrücken«[223]) mit Gegensteigung (Abb. 478 u. 479) mit gleichbleibender Fallhöhe. Man legt verschieden hohe Ablaufrücken nebeneinander, um der Verschiedenheit der Widerstände der ablaufen-

Abb. 478 u. 479. Eselsrücken.



den Wagen Rechnung tragen zu können. Im übrigen werden beim Verschieben zum Bewegen von Einzelgruppen von Fahrzeugen Menschen- und tierische Kraft sowie neben Lokomotiven mechanische Kraft (Spills, Rangierwinden, Laufseil) benutzt. Auch werden als Mittel statt der Weichen Drehscheiben und Schiebebühnen angewendet[224]).

Abb. 480. Anordnung der Verschubbahnhöfe nach dem Höhenplan.



Die Geschwindigkeit der ablaufenden Wagen wird durch am Fuße des Ablaufberges vor oder in den Verteilungsweichen der einzelnen Gleisgruppen angebrachte Gleisbremsen geregelt. Schließlich werden die Wagen durch Hemmschuhe am

---

[223]) Zuerst 1876 auf Bahnhof Speldorf angewendet und zuerst 1877 in der dtsch. Bauztg. von TÜRCK empfohlen.

[224]) Vgl. A. BLUM, Eisenbahntechnik der Gegenwart, III. Bd., 2. Abschn., S. 417, sowie M. ODER im »Handb. d. Ing.-Wissensch.« V. Teil 4. Bd.: Anordnung der Bahnhöfe, I. Abt., S. 55.

Endpunkt ihres Laufes aufgehalten. Die Anordnung der Gleisbremse und der doppellaschigen Hemmschuhe nach der Bauart HOCHSTEIN & KO. in Rotthausen bei Gelsenkirchen geht aus den Abb. 485 bis 487, S. 364 hervor. Der Hemmschuh wird in veränderlichem Abstand aufgelegt und durch die abgebogene Fahrschiene seitlich abgeworfen (vgl. Eisenb.-Technik d. Gegenw. Bd. III, Abschn. II, S. 448, Abb. 216).

Abb. 481 bis 483. Führung der Hauptgleise bei Verschubbahnhöfen.

Abb. 481. Gemeinsame Verschubanlage mit Eselsrückenbetrieb.

Abb. 482. Verschubbahnhof Nürnberg.

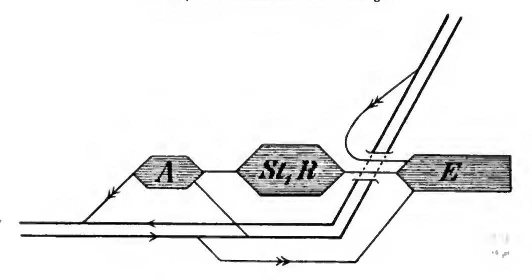
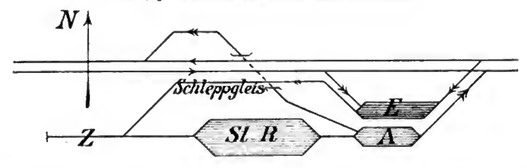


Abb. 483. Verschubbahnhof Dresden-Friedrichstadt.



b) Verschubbahnhöfe (Rangierbahnhöfe). Der Zweck dieser oft sehr ausgedehnten Bahnhofsanlagen besteht im Zerlegen und im Bilden der Güterzüge nach einer bestimmten Anordnung, im wesentlichen nach Richtungen, Gruppen und Stationen. Bei dem Ordnen der Wagen sollen möglichst wenig verlorene Wege zurückgelegt werden, und die Ein- und Ausfahrt der Züge soll das Verschubgeschäft nicht behindern.

Der Höhenplan der Verschubbahnhöfe weist entweder ein durchgehendes Gefälle (Ablaufen nur mittels der Schwerkraft), eine stufenförmige Anordnung oder eine Wagerechte auf (vgl. Abb. 480), wodurch der unbequeme große Höhenunterschied zwischen den Ein- und Ausfahrgleisen gemindert wird bzw. fortfällt.

Man unterscheidet ferner Verschubbahnhöfe mit Breitenentwicklung und Längenentwicklung. Bei der Breitenentwicklung liegen die Verschiebeanlagen neben den Ein- und Ausfuhrgleisen, wobei die Hauptgleise bei den Verschubbewegungen gekreuzt werden müssen. Bei letzterer werden bei der zweiseitigen Anordnung nach Abb. 484 [225]) die losgekuppelten einzelnen Wagen und Wagengruppen der in die Einfahrgleise I (*A—C*) und II (*X—Z*) eingefahrenen Züge durch eine Verschublokomotive über einen Eselsrücken in die Richtungsgruppen I und II, und von da in die Stationsordnungsgruppen III und IV, die auch als Stumpfgleise angeordnet werden, und schließlich in die Ausfahrtgleise III (*X—Z*) und IV (*A—C*) gedrückt. Diese Anordnung ist bei ebenem Gelände für sehr starken Verkehr und bei geringem Eckverkehr angezeigt. Hierbei wird jede Rückwärtsbewegung vermieden. Stumpfgleise bringen eine Rückwärtsbewegung mit sich. Bei geringem Stationsordnen können jedoch die Stationsharfen III u. IV durch Stumpfgleisbündel wie in Abb. 481 ersetzt werden.

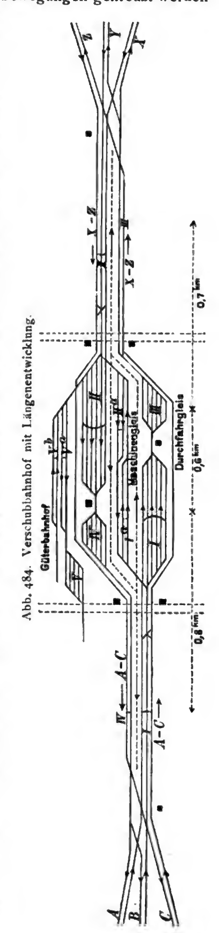


Abb. 484. Verschubbahnhof mit Längenentwicklung.

Ist aber das Gelände stark geneigt oder ist die Anzahl der umkehrenden Wagen (der Eckverkehr) groß, so legt man für alle einmündenden Linien die hochliegenden als Ablaufgleise auszubildenden Einfahrtsgleise sämtlich nebeneinander an das eine Bahnhofsende, die Ausfahrgleise für die fertigen Züge auf das andere Ende, Richtungs- und Stationsgleise dazwischen (Verschubbahnhof mit gemeinsamer Verschiebeanlage). Diese Anordnung mit Eselsrückenbetrieb und Stumpfgleisen für das Stationsordnen nach Abb. 481 ist nur vorteilhaft, wenn nur 25 % der Züge nach Stationen zu ordnen sind und die Wagenzahl für den 1. Eselsrücken nicht 2800 Wagen etwa überschreitet. Bei erheblicherem Stationsordnen wird eine hinter die Richtungsgruppe geschaltete Stationsharfe oder mehrere bei im Gefälle liegenden Bahnhof vorteilhafter. Die Anordnung nach Abb. 482 mit der Führung der Hauptgleise ist grundsätzlich auf Bahnhof Nürnberg (1903) ausgeführt. Die in der Abb. 482 als einzige angedeutete Stations- und Richtungsgruppe besteht tatsächlich aus einer Richtungsgruppe und zwei dahinter geschalteten Stationsharfen. Der Bahnhof hat durchgehende Neigung.

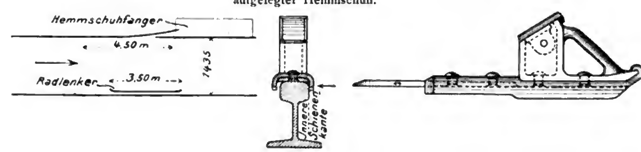
Abb. 483 zeigt gleichfalls eine gemeinsame Verschiebeanlage und durchgehendes Gefälle aber tiefliegende Einfahrgleise, aus denen die Züge auf die hochliegenden als Kopf ausgebildeten Ablaufgleise hinaufgeschleppt werden müssen, eine Anordnung, die besonders bei Eckverkehr oder ausgedehntem Ordnen nach Stationen wie in Dresden-Friedrichstadt in Frage kommt.

Das Weitere über die Anordnung der Verschubbahnhöfe und die Abzweigung der Gütergleise aus den Hauptgleisen vgl.

[225]) Die Abb. 480 ist Blum, Über Verschiebebahnhöfe, Wiesbaden 1901, S. 9; die Abb. 484 dem Zentralblatt d. Bauverw. 1892, S. 139, entnommen.

ALBRECHT, Über die Anordnung größerer Verschubbahnhöfe, im Zentralbl. d. Bauw. 1892, S. 139, und BLUM, Über Verschubbahnhöfe, Wiesbaden 1901, JÄGER in der Eisenb.-Technik d. Gegenw. Bd. III, Abschn. II, S. 492 und O. BLUM im Zentralbl. d. Bauverw. 1902, S. 141, sowie BRABANDT im Zentralbl. der Bauverw. 1903, S. 174. M. ODER, Betriebskosten auf Verschiebebahnhöfen, Berlin 1905 und namentlich M. ODER im Handb. d. Ing.-Wissensch., V. Teil, IV. Bd.: Anordnung der Bahnhöfe, I. Abteilung, I. Abschnitt, Verschiebebahnhöfe S. 55, woher auch Abb. 481 bis 483 übernommen sind.

Abb. 485 bis 487. Gleisbremse und doppelachsiger Hemmschuh, Anordnung HOCHSTEIN.
Abb. 485. Gleisbremse. Abb. 486. Auf die Schiene aufgelegter Hemmschuh. Abb. 487. Hemmschuh.



K. Signal- und Sicherungsanlagen.

§ 44. Allgemeines. Vorschriften. Das wichtigste Sicherungsmittel des Eisenbahnbetriebes ist ein einheitliches und einfaches Signalwesen. Im Zusammenhang mit ihm haben sich die übrigen Sicherungsanlagen mit der zunehmenden Verkehrsdichtigkeit entwickelt. Signal- und Sicherungsanlagen müssen in ihrer Ausgestaltung den Betriebs-Verkehrsverhältnissen einer Bahnlinie entsprechen[226]). Die Grundlage des Signalwesens im Deutschen Reiche bildet die Eisenbahn-Signalordnung (S. O.) gültig vom 1. VIII. 1907, aufgenommen mit den Ausführungsbestimmungen für die Pr.-H. Stb. in das Signalbuch (S. B.) Ausgabe 1907.

Ein wesentlicher Fortschritt in der Betriebssicherheit auf den Stationen ging Hand in Hand mit der Ausbildung der 1870 von England übernommenen Stellwerks- und Blockeinrichtungen, deren Zweck ist, die für die Zugfahrten wichtigen Weichen und Signale in Abhängigkeit zu bringen und von einer Stelle aus zu bedienen. Auf der freien Strecke kam 1898 hinzu die Einführung der elektrischen Streckenblockung zur Sicherung der Zugfolge.

Vorschriften. Außer der auf S. 171 angeführten B. O. und der S. O. kommen bei den Pr.-H. Stb. hier in Betracht die Anweisung für das Entwerfen von Eisenbahnstationen mit besonderer Berücksichtigung der Stellwerke, Ausgabe 1905; die Fahrdienstvorschriften (F-V.) vom 1. VIII. 07 insbesondere der 2. Abschnitt: Fahrdienst auf den Stationen und den Blockstellen und § 13 das Zugmeldeverfahren; die Vorschriften für den Telegraphendienst von 1902, und diejenigen für den Blockdienst von 1899; die Grundsätze für die Ausführung elektrischer Blockeinrichtungen nebst Ausführungsbestimmungen, die Vorschriften für die Einrichtung elektrischer Streckenblockung auf zweigleisigen Bahnen nach der vierfeldrigen Form; die allgemeine Dienstanweisung für die Benutzung der Stellwerksanlagen von 1900; die besonderen Bedingungen für die Lieferung und Aufstellung der Weichen und Signalstellwerke[227]); besondere Bedingungen für die Lieferung und Aufstellung von Kraftstellwerken vom Juni 1907.

[226]) Vgl. H. WEGELE, Die Sicherheit im Eisenbahnwesen. Festrede. Darmstadt 1902.

[227]) Vgl. den Leitfaden für Lehrstoff V der Eisenbahnschule, Technische Einrichtungen, Pr.-H. Stb., Breslau 1906.

§ 45. Signale. Zweck. Einteilung und bauliche Anordnung[228]). Abgesehen von den Liniensignalen (nach der S. O. die Läutesignale), welche die Streckenmannschaften von einer bevorstehenden Zugfahrt benachrichtigen, unterscheidet man Deckungs- und Warnungssignale, welche der Zugmannschaft die freie oder behinderte Fahrt anzeigen. Am Tage werden Formsignale, die aber auch bei Dunkelheit in Anwendung kommen, bei Dunkelheit Lichtsignale gegeben (vgl. § 32); die Tageszeichen der Weichensignale jedoch werden in der Dunkelheit beleuchtet.

Die rote Farbe oder das rote Licht bedeutet »Halt«; grün, freie Fahrt, aber an den Warnungssignalen auch langsame Fahrt.

Die S. O. unterscheidet namentlich Hauptsignale, d. s. Signale am Signalmast mit einem oder mehreren (bis drei) Signalflügeln (-armen) bei nachts mit 1 bis 3 Laternen; und die Vorsignale — runde Scheibensignale vgl. § 36, 4. Im allgemeinen kann man die Hauptsignale einteilen in Ein- und Ausfahrsignale, Wegesignale, diese auf Bahnhöfen, Blocksignale und sonstige Deckungssignale vor Gefahrspunkten, z. B. Gleisabzweigungen, Kreuzungen in Schienenhöhe u. dgl.

Ein Hauptsignal zeigt an, ob der dahinterliegende Gleisabschnitt von einem Zuge befahren werden darf oder nicht. Die Hauptsignale zeigen entweder »Halt« oder »freie Fahrt«. Die Grundstellung ist die Haltstellung und wird dem Zuge entgegen durch den obersten nach rechts wagerecht gestellten Flügel, bei Dunkelheit durch ein rotes Licht der obersten Laterne, nach rückwärts durch volles weißes Licht gekennzeichnet. Die Fahrtstellung ist bei Tage für die Flügel unter 45° schräg rechts nach oben, bei Dunkelheit nach vorn grünes, nach rückwärts teilweise geblendetes (Sternlicht). Die Ablenkung von dem durchgehenden Hauptgleis wird durch zweiflüglige oder unter Umständen durch dreiflüglige Signale gekennzeichnet.

Die Hauptsignale sind womöglich, Vorsignale stets rechts in der Fahrrichtung von dem zugehörigen Gleis aufzustellen. Einfahrsignale sind an jedem in einen Bahnhof einer Hauptbahn führenden Streckengleis aufzustellen. Ausfahrsignale sind in Bahnhöfen der Hauptbahnen mit Ausweichgleisen, bei anderen H. B. Stationen bei Streckenblockung oder wenn ausfahrende Züge eine oder mehrere Weichen gegen die Spitze befahren erforderlich. Der Standort des Einfahrsignals ist mindestens 50 m (= a in Abb. 488) vor dem zu deckenden Gefahrpunkt, ist aber nicht weiter als erforderlich abzurücken. Es kommt hier namentlich die erste Weichenspitze, oder das zur ersten Weiche oder Kreuzung gehörige Merk-(Grenz)zeichen in Frage. Der Standort der Ausfahrsignale muß vor dem Gefahrpunkt gewählt werden und soll die Aufstellung der längsten Züge noch vor dem Signal ermöglichen, ohne andere Zugfahrten zu behindern. Auch ist die Lage des Bahnsteigs zu berücksichtigen; für jedes Ausfahrgleis nach derselben Richtung ist ein Ausfahrsignal vor dem Zusammenlauf der Gleise aufzustellen.

Zum Gefällwechsel sind Hauptsignale so aufzustellen, daß ein vor denselben zum Halten gekommener Zug nach Freigabe leicht wieder in Gang gebracht werden kann.

Wegesignale werden angeordnet, wo drei Signalflügel zur Kennzeichnung der von einem Einfahrgleis sich abzweigenden Fahrwege nicht ausreichen.

Das Vorsignal soll die Stellung des Hauptsignals soweit vorher anzeigen, daß der Zug noch vor dem Hauptsignal zum Halten gebracht werden kann. Es ist bei Haltstellung des Hauptsignals ein Langsamfahrsignal und zeigt nach vorn eine runde, grüne, weißgeränderte Scheibe, bei Dunkelheit grünes Licht nach rückwärts volles weißes Licht. Bei der Fahrtstellung des Hauptsignals klappt die grüne Scheibe mit weißem Rand um

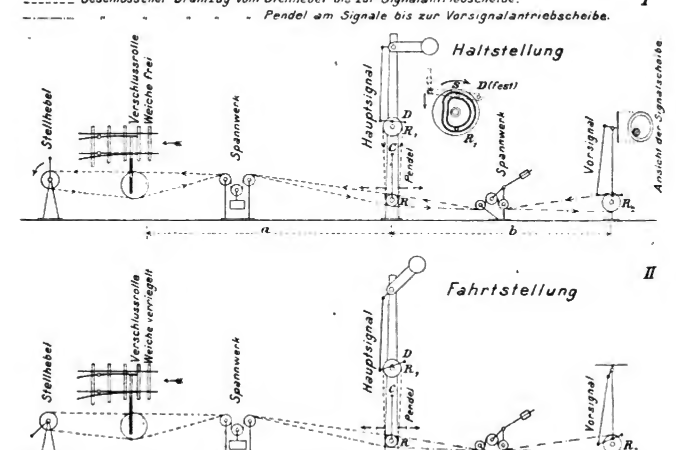
[228]) Vgl. auch § 36, 5, Signale.

eine wagerechte Achse, stellt sich wagerecht und zeigt nach vorn bei Nacht volles weißes Licht, nach rückwärts Sternlicht[229]).

Die Entfernung des Vorsignals vom Hauptsignal (= b in Abb. 488) hängt von der Größe der Steigung und des Gefälles, in der Fahrrichtung gedacht, ab und wechselt zwischen 300 und 600 m[230]).

Bauliche Anordnung. Das Hauptsignal besteht aus dem 7—14 m hohen, meist eisernen Gitter- oder Rohrmast mit einem eisernen Erdfuß, den rot und weiß (lotrecht geteilt) gestrichenen Signalflügeln, den Laternen, dem Laternenaufzuge und den Laternen-

Abb. 488 u. 489. Signalanlage mit Haupt- und Vorsignal und Weichenverriegelung.



blenden. Der Antrieb dient zur Stellung der Arme oder Flügel; bei dem Vorsignal der Scheibe, deren Mittelpunkt 3,0 m über S. O. angenommen wird.

Man unterscheidet Endantriebe wie in Abb. 488 u. 489[231]) und Zwischenantriebe, je nachdem die Leitung in einem Antrieb endigt, oder über einen solchen hinaus zum

[229]) Wegen Ausfahrvorsignalen vgl. A. f. S. 1905, S. 21 und bei Nebenbahnen ebenda § 28, 3, S. 26.

[230]) Vgl. im übrigen die S. O. 1,0 bis 1,5 m hohe Merkpfähle aus 3 bis 4 alten Holzschwellen mit schwarz-weißem X-förmigem Anstrich, 1,5 m vor den Vorsignalen aufgestellt, sollen u. U. ihre Auffindung durch den Lokomotivführer erleichtern. — Auch sind Versuche mit hörbaren selbsttätigen Warnungssignalen für unsichtiges Wetter im Gang.

[231]) Die Abb. 488 zeigt eine Signalanlage mit geschlossenem Drahtzug vom Stellhebel über die Rolle R bis zum Signalantrieb R_1 und mit am Mast von der Pendelscheibe R abgezweigter Leitung zum Vorsignal. Spannwerk zwischen Stellwerk und Mastsignal und Fallwerk zwischen Mast- und Vorsignal, abgesehen von den Hubkurven nach der Bauart WILLMANN & Co., Dortmund. Bei anderen Bauausführungen mit durchlaufender Leitung z. B. von JÜDEL & Co. ist nur ein Spannwerk zwischen Stellhebel und Hauptsignal bzw. zwischen Weichenantrieb und Hauptsignal eingeschaltet, vgl. § 47. S. Eisenbahntechnik der Gegenwart, der Eisenbahnbau, 4. Abschn., Wiesbaden 1901, Signal- und Sicherungsanlagen, bearbeitet von SCHOLKMANN I, S. 1232. Vgl. auch Anm. 238 § 46, 4 auf S. 369.

Vorsignal geführt wird. Im letzteren Falle muß auch der Längenausgleich berücksichtigt werden.

Die Antriebe sind gußeiserne Keilrollen mit angegossenen unrunden Hubkurven, welche (vgl. Abb. 488) mittels des Laufröllchens S an dem am Mast in D drehbaren Hebel die Bewegung durch eine nach oben gehende Lenkstange auf den Signalarm überträgt. Für 2 Arme werden 2 Hebel und 2 Hubkurven erforderlich.

Die Signalordnung sieht außer den genannten Signalen noch die Läute-, Haupt- und Vorsignale, die Wärtersignale, die Signale am Wasserkran, die Weichen- und Gleissperrsignale, die Signale am Zug und an einzelnen Fahrzeugen, die Signale der Zugmannschaft und die Verschubsignale vor.

Die Wärtersignale (sind Langsamfahr- und Haltsignale und werden gegeben mit Hand, Langsamfahr-Signal (5), oder Haltscheiben-Signal (6^b), ferner Knall-, Horn- oder Pfeifensignale.

Das Signal 5 ist eine grüne, weißgeränderte Scheibe mit den Buchstaben A und E, welche Anfang und Ende in langsam zu befahrender Strecke bezeichnen. Bei Dunkelheit eine grüngeblendete Laterne am Anfang und zwar vor der Gefahrsstrecke, eine ungeblendete Laterne am Ende derselben. Das Signal 6^b ist eine rote weiß geränderte Scheibe, bei Dunkelheit mit einer roten Laterne, dem Zuge entgegen gesehen.

§ 46. Die Sicherheitseinrichtungen an den Weichen und in den Weichenstraßen. Außer den schon in § 32 besprochenen Weichensignalen und Merk-(Grenz)zeichen sind hier zu nennen:

1. **Die Handverschlüsse** oder Weichenschlösser, auch Kontrollschlösser genannt, dienen zur Sicherung einzelner, entfernt liegender, selten zu bedienender Weichen, insbesondere auf Nebenbahnen (vgl. B. O § 21, 11) gegen unbefugtes Umstellen. Sie sollen die anliegende Weichenzunge fest mit der Backenschiene verbinden. Der Schlüssel kann nur abgezogen werden, wenn der Verschluß in der vorgeschriebenen Stellung sicher erfolgt ist. Diese Handverschlüsse empfehlen sich an dem einen Ende langgestreckter einfacher Bahnhöfe, für Anschlußweichen auf freier Strecke, bei Umbauten [232]).

Auch sind Signal- und Blockfelder mit Schlüsseln in Abhängigkeit gebracht worden [233]).

2. **Die Spitzenverschlüsse.** Bei fernbedienten, von Zügen spitzbefahrenen Weichen und bei Handweichen, die im krummen Strange gegen die Spitze befahren werden, tritt zur Sicherung des Zungenanschlusses an Stelle des Gegengewichtes (vgl. § 31, S. 305) der Spitzenverschluß. Er wird durch den Weichenantrieb unter Verwendung einer besonderen Leitung bewegt.

Bei den Pr.-H. Stb. wird dieser Verschluß durch das dem JÜDELschen Zugklinkenverschluß (vgl. Abb. 490 u. 491) nachgebildete Normalhakenschloß erreicht. Die Spitzenverschlüsse werden aufschneidbar hergestellt, um beim Befahren der Weiche vom Herzstück her bei unrichtig liegenden Zungen Zerstörungen an der Weiche zu verhindern. Hinsichtlich der Bauart unterscheidet man Spitzenverschlüsse mit innerer Abstützung und solche mit äußerer Verklammerung [234]). Zu den letzteren gehört das Normalhakenschloß.

---

[232]) Vgl. »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, Bd. V, Kap. VI, Weichen und Kreuzungen von F. LÖWE, S. 57, sowie SCHOLKMANN, Sicherungsanlagen in der Eisenbahntechnik der Gegenwart, Wiesbaden 1901, II. Bd., IV. Abschnitt, III. S. 1409.

[233]) Vgl. WEGNER im Organ für die Fortschritte d. Eisenb.-Wesens 1903, S. 6, Verbindung eines Handverschlusses mit einem Stellwerk auf Bahnhof Ostrowo, Posen.

[234]) Vgl. SCHEIBNER, Die mechanischen Sicherheitsstellwerke I. u. II. Berlin 1904 u. 1906, s. I, S. 97.

3. **Die Antriebsvorrichtungen** sind a) mitten im Gleis angeordnet und mit dem Spitzenverschluß unmittelbar verbunden;

b) der besondere Drahtzugantrieb liegt außerhalb des Gleises; diese Anordnung ist die gebräuchlichere.

Die Bewegung des doppelten Drahtzugs wird gewöhnlich auf eine Endrolle und von dieser durch einen Hebel oder eine Zahnstange auf den Spitzenverschluß übertragen. Für den Fall eines Leitungsbruches erhalten die Weichenantriebe eine Sperr- oder Fangvorrichtung mit oder ohne Feder, um gefährliche Weichenumstellungen zu verhindern [235].

Abb. 490 u. 491. Spitzenverschluß.
Abb. 490. Grundriß.

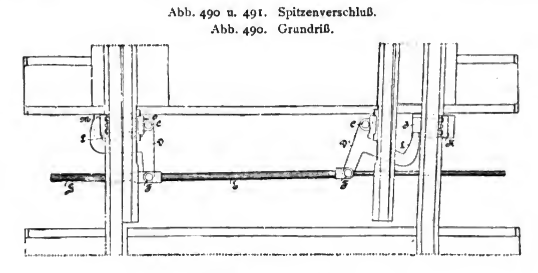


Abb. 491. Querschnitt.



4. **Die Weichenverriegelungen.** Bei an Stellwerke angeschlossenen Weichen kann

a) die Weiche vom Stellwerk nur gestellt werden (Verschubweichen);

b) die Weiche kann von Hand gestellt, aber vom Stellwerk aus verriegelt werden;

c) die Weiche kann vom Stellwerk gestellt und verriegelt werden. Zur Verriegelung der Weiche dient meist eine Verschlußrolle mit aufgegossenem Riegelkranz (vgl. Abb. 492 bis 494) und eine Riegelstange, die mit den Weichenzungen fest verbunden ist. Die Riegelstange erhält einen (wie in Abb. 492 bis 494), oder zwei Ausschnitte, je nachdem das Zungenpaar in einer oder beiden Endstellungen durch die sich nach einer oder nach beiden Richtungen durch die Stell- oder Verriegelungsleitung drehbare Verschlußrolle verriegelt werden soll. Die Riegelrollen werden entweder in den Signaldrahtzug eingeschaltet (vgl. Abb. 492 bis 494) oder durch besondere Riegelhebel bewegt.

Der Kontrollriegelanschluß mit zwei Riegelstangen für Weichen mit Spitzenverschlüssen in Personenzugs-Hauptgleisen sichert sowohl den Anschlag der einen als den Aufschlag der andern Zunge [236]. Man unterscheidet End- und Zwischenriegel, je nachdem die Verschlußrolle am Ende oder an einem Zwischenpunkte der Doppelleitung eingebaut ist.

Bei dem Zwischenriegel (auch Mittelverschlußrolle) sind Einrichtungen für Längenausgleich der Leitungen infolge des Wärmeeinflusses erforderlich, so daß eine Beein-

[235] Vgl. Schubert, Die Sicherungswerke im Eisenbahnbetriebe. Wiesbaden 1903, S. 404 u. Scheibner a. a. O. S. 93 und die Zeitschrift »das Stellwerk«, Berlin 1906, Nr. 1 ff.

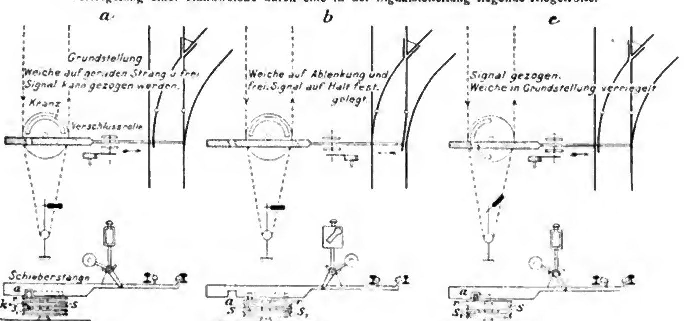
[236] Vgl. »Das Stellwerk« 1906, Nr. 21, S. 161 ff.

trächtigung der Verriegelung ausgeschlossen bleibt. Für den Fall des Bruches der Stellleitungen muß die Weiche in ihrer jeweiligen Stellung verriegelt bleiben.

In Abb. 492 bis 494 ist ein in einer Signalleitung eingeschaltener Zwischenriegel (es können in einer Leitung bis 3 Weichen eingebunden werden) im allgemeinen dargestellt, für den Längenausgleich sind unter der eigentlichen Riegelrolle r, welche den Riegelkranz trägt, 2 Seilrollen s und s_1 angeordnet.

Dieselben werden bei Bewegung der Drahtleitung durch den Stellhebel bei der STAHMERschen Bauart[237]) durch ein zwischen ihnen mit seiner Achse an der Achse von r festsitzendes Kegelrädchen (k in Abb. 492) mit r gekuppelt. Durch die hierdurch erfolgende Bewegung des Riegelkranzes und dessen Eintritt in den Ausschnitt a der Riegelstange (vgl. Abb. 494) wird die Weiche verschlossen[238]). Bei Ausdehnung der Leitung durch die Wärme aber bleiben die Seilrollen s und s_1 frei beweglich. Das Drahtseil

Abb. 492 bis 494. Weichenverriegelung.
Verriegelung einer Handweiche durch eine in der Signalstelleitung liegende Riegelrolle.



jeder Leitung ist auf der zugehörigen Seilrolle befestigt und zweimal, aber verschieden über dieselbe geschlagen. Bei den Endriegeln besteht Riegelkranz und Rolle aus einem Stück.

Riegel und Weiche müssen unverrückbar miteinander verbunden sein.

Es ist zweckmäßig, Kontrollriegel und Spitzenverschluß nicht auf derselben Gleisseite einzubauen (vgl. die Weichen Abb. 498 u. 490). Mit Riegelrollen versehene Weichen dürfen mit andern nicht gekuppelt werden[239]).

5. Fühl-, Hub- oder Sperrschienen — Druckschienen; Zeitverschlüsse. Diese an einzelnen Weichen anzubringenden örtlichen Einrichtungen sollen das vorzeitige Umstellen von fernbedienten Weichen noch unter dem fahrenden Zuge verhindern.

Die Fühl-, Hub- oder Sperrschienen aus Flach-, Winkel- oder **Z**-Eisen sind vor der Weiche meist außen, tiefliegend an der Fahrschiene angeordnet und mit dem Weichenantrieb verbunden. Sie werden beim Umstellen der Weiche entweder lotrecht auf und

[237]) Vgl. die Eisenbahn-Sicherungseinrichtungen von C. STAHMER A. G. Georgmarienhütte bei Osnabrück Bl. 29.

[238]) Wegen Gestaltung der Riegelkränze, die auch von der Lage des Spannwerkes zum Stellwerk und zur Weiche und den Drahtbruchbedingungen abhängen, namentlich wegen Anordnung von Ansätzen und Anschlägen vgl. SCHEIBNER a. a. O. S. 57 ff., sowie SCHUBERT a. a. O. S. 159 Abb. 224, S. 161.

[239]) Vgl. SCHOLKMANN a. a. O. S. 922.

nieder oder wagerecht hin und her bewegt; sie schlagen, sobald die Weiche befahren wird, gegen die Lauf- oder die Seitenflächen der Radkränze und verhindern so das Umlegen der Weiche.

Die Länge der Fühlschienen soll dem größten vorkommenden Radstand entsprechen. Die selten mehr angewandten, durch ein Gegengewicht oder eine Feder für gewöhnlich hochgehaltenen, selbsttätigen Druckschienen werden durch die Räder heruntergedrückt und verschließen durch die auf die Stelleitung übertragene Bewegung die Weiche.

Zeitverschlüsse sind am Platze, wo die langen Fühlschienen, wie z. B. in Bogen nicht angebracht werden können oder bei Spitzweichen in Hauptgleisen, in denen nicht viel verschoben wird. Bei den Zeitverschlüssen wird die beim Befahren eines kurzen Druckstückes vor sich gehende Verriegelung der Weichenstelleitung durch die sog. Zeitsperre so lange (etwa 15—20 Sekunden) verzögert, bis die folgende und schließlich die letzte Zugachse das Druckstück von neuem niedergedrückt und wieder verlassen hat.

Die Zeitsperre selbst wird gebildet durch Luftdruckvorrichtungen, auf die hier nicht näher eingegangen werden kann[240]).

6. Die Gleisschutzvorrichtungen dienen zum Schutze der Zugfahrten gegen unbeabsichtigte Bewegungen von Fahrzeugen aus den Nebengleisen her an Stelle von Schutzweichen. Hierher gehören die Gleissperren, das sind quer über das Gleis zu legende Sperrbäume mit Entgleisungswinkeln, die Entgleisungs-Schuhe und Weichen[241]), die auf die Fahrzeuge unmittelbar einwirken, während die Zugankündiger und Haltetafeln die Stelle eines Warnungssignales vertreten und mit den Hauptsignalen in Verbindung gebracht werden.

§ 47. Leitungen. Spannwerke[242]). Die Übertragung der Bewegung von den Stellwerken auf die Weichen, Signale, Gleissperren usf. geschieht bei den mechanischen Stellwerken zum Unterschied von Kraftstellwerken durch doppelte Drahtzugleitungen oder Gasrohrgestänge. Für Weichen, Weichenriegel und Gleissperren wird im allgemeinen 5 mm starker, verzinkter Tiegelgußstahldraht verwendet, für die Signale genügt eine Stärke von 4 mm.

Die Unterstützung der oberirdischen, etwa 50 cm über dem Gelände liegenden Drahtleitungen geschieht in Entfernungen von 12 bis 15 m durch an Pfosten befestigte, in Krümmungen verstellbare Leitrollen von 60 mm Durchmesser. Bei Richtungsänderungen werden Ablenk- oder Druckrollen erforderlich. Zum Nachspannen der Leitungen dienen Spannschrauben, auch Regelungsschrauben. Zur Ausgleichung aber der Längenänderungen (u. U. 0,80 m) bei Wärmeschwankungen (bei Tag und Nacht) dienen selbsttätige Spannwerke mit Seilrollen, den sich hebenden oder senkenden Spanngewichten (vgl. Abb. 488 u. 489) und einer selbsttätigen Feststell- oder Klemmvorrichtung für die letzteren beim Anziehen der Leitung durch den Stellhebel. Die klemmende Wirkung wird durch den Unterschied der Spannung zwischen dem ziehenden und nachlassenden Draht hervorgerufen. Die Spannwerke werden möglichst geschützt im Stellwerksgebäude unter dem Hebelwerk in die Leitung eingeschaltet, wenn ihre Aufstellung im Freien nicht andere

[240]) Nach der Bauart ZIMMERMANN u. BUCHLOH, Berlin, durch einen Luftkessel mit biegsamem Boden, vgl. SCHUBERT a. a. O. S. 271, Abb. 422, oder auch nach der von WILLMANN & Co., Dortmund, durch Zylinder mit Kolbenbewegung.

[241]) Namentlich die DAHMschen, Bauart JÜDEL & Co., Braunschweig, vgl. SCHEIBNER a. a. O., S. 156 mit Abb. — Das neue Gleissperrsignal ist nach der S. O. ein wagerechter Strich auf weißem Grunde.

[242]) Vgl. SCHEIBNER a. a. O. S. 5 ff., sowie die Zeitschrift: Das Stellwerk, Berlin 1906, Nr. 1, S. 3 ff., die Fernbedienung der Weichen mittels doppelter Drahtleitung.

Vorteile bietet, z. B. bei einem Zwischenriegel und dem Signalmast, wo das Spannwerk zweckmäßig zwischen diesen angeordnet wird. Bei Verriegelung von ferngestellten

Abb. 495. Hebel- und Spannwerk für Weichenstellung. Stahmersche Bauart.

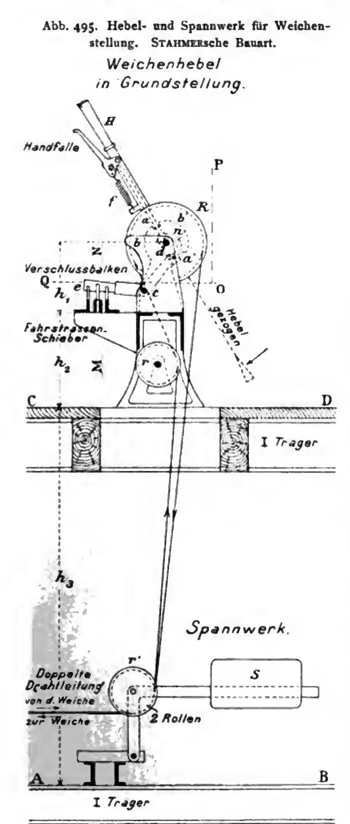
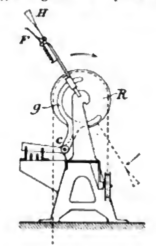


Abb. 496. Signalhebel. Jüdelsche Bauart.



Weichen, die an besondere Riegelhebel angeschlossen sind und bei Vorhandensein von Zwischenverriegelungen mit Wendegetrieben ist die Aufstellung des Spannwerks zwischen dem Stellhebel und dem ersten Riegel notwendig[243]). Bei Drahtbruch haben die Spannwerke am Weichenantrieb oder dem Riegel und dem Signal die sichernden Einstellungen, z. B. die Haltstellung am Signal zwangsweise hervorzurufen. Unterirdische Leitungen unter den Gleisen und Wegen erfordern gut entwässerte Kanäle (meist aus Blech). Für die Länge der Drahtleitungen gelten als Grenzen für Weichenbedienung 350 m, für Weichenverriegelungen etwa 500 m, für Signalbedienung 1200 m.

Das Gestänge, bei den Pr.-H. Stb. nur zum Umstellen von Weichen und Gleissperren von der Ferne aus dienend, macht Spannwerke entbehrlich. Es besteht aus 5,0 m langen, in 3,5 m Abständen, durch Walzen- oder Kugellager unterstützten Gasrohren von 42 mm äußerem Durchmesser. Seine Anwendung ist auf eine Länge von 100 m zu beschränken. Umlenkungen und Längenausgleich erfolgen hier durch Hebelanordnungen.

§ 48. Die Stellwerke in Verbindung mit den Stationsblockwerken.

Bei Anordnung der Stellwerke ist Einfachheit der Betriebsführung, eine Einschränkung der Zahl der Stellwerksbezirke und der Blockeinrichtungen, d. h. der Verständigungsmittel

[243]) Vgl. »Das Stellwerk« 1906, S. 161 und 1907, S. 35. — Ebenda 1908, S. 89, Scholkmann, Die Verschlüsse und Verschlußeinrichtungen der Stellwerke.

Abb. 497 u. 498. Stellwerk- und Stationsblockanlage.

Abb. 497. Das Stellwerk.

Blockleitungen

Block- und Stellwerk in Grundstellung.

Stellwerksblock

Signalhebel (verschlossen)

Weichenhebel (frei)

A¹ A² 1 2 3

I

Blockstange

Fahrstraßensenhebel (durch Blockstangen A¹ u A² festgelegt)

Schubstange

Blockfeld A¹ von Station entblockt

Weiche 1, 2, 3 in Grundstellung (+) verschlossen.

II

Sig. A¹ gezogen

Sig. A² verriegelt

nach oben bewegt

Blockfeld A² von Station entblockt.

verschlossen.

III

Sig. A¹ verriegelt

Sig. A² gezogen.

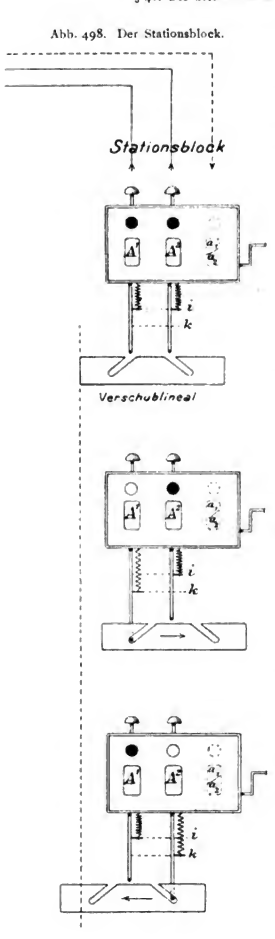
nach unten bewegt

Jn gezogener (−) Stellung.

Jn gezogener (−) Stellung.

Jn Grundstellung (+)

Abb. 498. Der Stationsblock.



und Abhängigkeiten zwischen den einzelnen Stellwerken und der Fahrdienstleitung anzustreben. Man unterscheidet mechanische und Kraftstellwerke (elektrische[244]) und Druckluftstellwerke[245]). Für die Lieferung und Aufstellung von Kraftstellwerken sind für die Pr.-H. Stb. am 10. Juni 1907 vom Minister der öffentl. Arbeiten besondere Bedingungen herausgegeben[246]). Hier sollen nur die mechanischen Stellwerke[247]) zur Erörterung kommen.

Man teilt die mechanischen Stellwerke zur Fernbedienung von Weichen und Signalen ein in Weichenstellwerke, Signalstellwerke und in Weichen- und Signalstellwerke. Daneben kommen noch in Betracht die Riegelwerke und die Riegel- und Signalstellwerke, bei denen die Handweichen von der Ferne verriegelt werden. Im folgenden sollen nur die Weichen- und Signalstellwerke, besonders das zugehörige Hebelwerk, kurz besprochen werden.

Die Sicherung der Fahrstraßen vor und während der Fahrstellung des zugehörigen Signals muß durch die innere Einrichtung des Hebelwerkes erreicht werden. Es kommt hier in Betracht die Festhaltung der in der Fahrstraße selbst liegenden sämtlichen Weichen und die Sicherung der Spitzweichen, die Sicherung gegen Flankenfahrten durch Ablenkung der feindlichen Weichen, der Ausschluß von Gegenfahrten und Gleiskreuzungen, durch Ausschluß der feindlichen Signale, ferner die Sicherung gemeinsamer Fahrstraßen durch die Zustimmungen der zusammen arbeitenden Dienststellen[248]).

Dabei müssen unter dem Schutze der auf Halt stehenden Signale die Weichen für Verschubbewegungen und für Störungen frei beweglich bleiben.

Die Herstellung dieser Abhängigkeiten erfolgt meist durch wagerecht hinter dem Hebelwerk liegende Längsriegel mit Verschlußkörpern (vgl. Abb. 495 bis 497).

[244]) Vgl. H. Schepp, Die elektrischen Stellwerke auf Bahnhof Schwerte, im Organ für Fortschritte des Eisenbahnw. 1907, S. 109.

[245]) Druckluftstellwerke mittels elektrischer Steuerung sind in Kottbus, der Kaiserbrücke bei Mainz und in Worms a. Rh. von C. Stahmer A. G. Georgmarienhütte, elektrische von Siemens & Halske in Danzig, Berlin-Schles. Bahnhof, und Oberhausen ausgeführt.

[246]) Siehe »das Stellwerk«, Berlin 1907, Beilage zu Nr. 20.

[247]) Vgl. Scheibner, Die mechan. Sicherheitsstellwerke II, Berlin 1906.

[248]) Vgl. A. Blum, Die theoret. Grundzüge der Stellwerksanlagen. Organ für Fortschr. d. Eisenb.-Wesens, 1903, S. 10.

Diese Längsriegel oder Schubstangen können durch Umlegen eines besonderen Hebels, des Fahrstraßenhebels (vgl. Abb. 497), hin und her bewegt werden.

Jeder Weichen- oder Signalhebel (vgl. Abb. 495 bis 497) bewegt mittels einer unrunden Führung *n* in Abb. 495, oder mittels eines unrunden von dem Hebel mittels der Handfalle gefaßten gabelförmigen Armes *g* in Abb. 496 (vgl. auch Abb. 497) beim Umstellen in einer lotrechten Ebene senkrecht zu den Schubstangen einen um *c* drehbaren Querriegel, Verschlußbalken genannt.

Die Verschlußkörper sind nun verschiedenartig, in Abb. 497 hakenförmig oder rechtwinklig und zwar so gestaltet, daß je nach Lage des sie tragenden Längriegels durch oberen oder unteren Anschlag die Umlegung oder Zurückstellung eines Signal- oder Weichenhebels ausgeschlossen oder aber frei ist. Außerdem findet durch die seitlichen Anschläge der Verschlußkörper an die Verschlußbalken der Signalhebel eine mechanische Festlegung der zugehörigen Fahrstraße mit ihren Weichen statt.

Der Fahrstraßenhebel sichert auf solche Weise die Fahrstraße und gibt gleichzeitig die Signale frei, indem er die Verschlußkörper unter dem Verschlußbalken wegschiebt.

In Abb. 497 u. 498 ist ein Hebelwerk für Signal- und Weichenstellung in Verbindung mit einem Stationsblockwerk im Gerippe dargestellt[249]).

Nach Abb. 499 befindet sich das Stellwerk an dem einen Ende eines kleinen Bahnhofs, in dem sich das eine durchgehende Hauptgleis in zwei Fahrstraßen A^1 und A^2 spaltet und ein Nebengleis Nr. 3 vorhanden ist.

Das Hebelwerk (vgl. Abb. 497) besteht aus zwei Signalhebeln[250]) und drei Weichenhebeln (vgl. auch Abb. 495 u. 496), einem nach oben und unten umlegbaren Fahrstraßenumschlaghebel und einem Stationsblock.

Die Block- und Stellwerksanlage ist in Abb. 497 u. 498 in drei Stellungen I—III zur Anschauung gebracht. In der Grundstellung I befindet sich die Fahrstraßenschubstange in mittlerer Lage, bei II ist dieselbe nach rechts, bei III nach links verschoben. In der Grundstellung I sind die Signale durch den unter ihren Verschlußbalken liegenden Verschlußkörper, die Schubstangen des Fahrstraßenhebels aber durch die Blockstangen, die in einen Ausschnitt der Schubstange eingreifen, verschlossen. Die sämtlichen Weichen dagegen sind frei beweglich. Infolgedessen kann der Fahrstraßenhebel, auch nachdem die Weichen für ein Signal bzw. für eine Fahrstraße gestellt sind, erst dann umgelegt werden, wenn der Fahrdienstleiter von der Station aus durch Bedienung des betr. freien Stationsblockfeldes auf elektrischem Wege das im Ruhezustand geblockte Signalblockfeld im Stellwerk entblockt, und damit die zugehörige Blockstange im Stellwerksblock aus dem Einschnitt der Schubstange herausgehoben hat. Auf diese Weise wird ein zu frühzeitiges Ziehen des Signals verhindert.

Der Stellwerksblock ist neben dem Hebelwerk angeordnet. Für jedes Signal ist ein Signalfeld vorhanden. Der Stationsblock, welcher mit dem Streckenblock zusammen arbeitet, zeigt (vgl. Abb. 498 rechts) ebenfalls für die Freigabe der zwei in Frage kommenden Fahrstraßen A^1 und A^2 zwei Blockstangen mit Druckknöpfen und zwei Signalfelder (Fensterchen). Sämtliche Felder der Stationsblockung sowohl in der Station als im Stellwerk zeigen im Ruhezustand rote Felder. Wird bei der Freigabe eines Signals die

[249]) Vgl. den Leitfaden Lehrstoff V der Eisenbahnschule. Technische Einrichtungen Ausgabe 1906, S. 20, Stellwerke mit Abb., ferner Wochenschr. f. deutsche Bahnmeister, Berlin 1906, S. 317. Das Eisenbahn-Sicherungswesen von HAASE, sowie »das Stellwerk« 1908, Nr. 6, Vortrag des Regierungs- und Baurat HENTZEN.

[250]) Der Bauart der Signalhebel ist der JÜDELsche Zweisteller für doppelte Drahtleitung, dem Weichenhebel die Bauart C. STAHMER, mit zwei Seilscheiben mit Handfallenkuppelung zugrunde gelegt. Vgl. SCHUBERT a. a. O. S. 236 und den STAHMERschen und JÜDELschen Katalog. In Abb. 497 sind die Handfallen nicht, wohl aber in Abb. 495 u. 496 dargestellt. Über ihre Aufgabe vgl. SCHUBERT a. a. O., S. 202.

Blockstange heruntergedrückt, so verschiebt sie gleichzeitig ein darunter angebrachtes Verschublineal, indem ein an ihrem Ende angebrachter wagerechter Stift in den schrägen Schlitz des Lineals eintritt und diesen bei Seite drückt. Dann kommt aber die andere Blockstange auf dem Lineal zum Aufsitzen und kann nicht mehr heruntergedrückt werden, die Freigabe des einen Signals schließt so die andere aus, wie es der andern Stellung der Weichen 1 und 2 wegen für beide Fahrstraßen gefordert werden muß. Aus der Stellung II und III der Schubstange des Fahrstraßenhebels (vgl. Abb. 497 bis 500) geht ohne weiteres hervor, daß auch nach Entblockung eines Signalfeldes das Signal nur gezogen werden kann, wenn der hindernde Verschlußkörper der Schubstange, hier der untere Anschlag des Verschlußbalkens, beseitigt ist. Dies setzt aber voraus, daß die entsprechenden Weichen, z. B. bei III die Weichen Nr. 1 und 2 umgelegt sind, so daß der seitliche Anschlag der Hakenkörper entfernt ist.

Abb. 499. Gleisplan zu dem Stellwerk in Abb. 497.

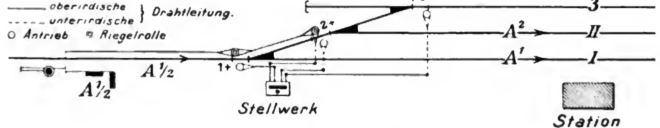


Abb. 500 u. 501. Verschlußtafeln zu Stellwerk und Station zu Abb. 499.

Stellwerk

Signalbezeichnung	Zugrichtung	Blockfelder A¹	Blockfelder A²		Fahrstraßenhebel a¹	Fahrstraßenhebel a²	Signalhebel A¹	Signalhebel A²	Riegelung durch Rollen in dem Signaldrahtzuge A 1/2: 1	Riegelung durch Rollen in dem Signaldrahtzuge A 1/2: 2	Weichenhebel 1	Weichenhebel 2	Weichenhebel 3
A¹	Einfahrt in Gleis I	○ (1)	●		<u>2</u>	+	Signal 3	Signal	+ (3)	+ (3)	+	+	+
A²	[illegible] II	●	○ (1)		+	<u>3</u>	Signal	Signal 4	<u>(4)</u>	<u>(4)</u>	<u>2</u>	<u>2</u>	+

Stationsblock

Blockfelder A¹	Blockfelder A²	
○ 1	●	
●	○ 1	

Die Bedienungsfolge für jede Fahrstraße A^1 und A^2 geht aus der, in der Verschlußtafel (Abb. 500 u. 501) angegebenen Zahlenfolge hervor. Die Rückbedienung, nachdem der Zug mit dem Schlußzeichen an dem Stellwerk vorbeigefahren ist, erfolgt in der umgekehrten Reihenfolge. Die Darstellung entspricht der A. f. St. 1905.

Die Verriegelung der spitzbefahrenen Weichen Nr. 1 und 2 erfolgt durch Riegelrollen in der Signalleitung.

Wegen Blockung der Fahrstraßenhebel, der Einrichtung der Signalverschlußfelder und die Mitwirkung des Zuges bei der Haltstellung der Ausfahrsignale, sowie der Zustimmungsblockfelder und Hebel vgl. A. f. St., S. 25 und SCHUBERT a. a. O., S 83 u. 84 und S. 250.

Über die Darstellung der Stellwerks- und Blockanlagen vgl. A. f. St., S. 27. Dem Entwurf ist hiernach ein Gleisplan in verzerrtem Maßstab bei größeren Anlagen, sonst der Maßstab 1 : 1000 zugrunde zu legen. Der Lageplan muß die Stellwerksbezirke, die Art und Lage der Stellwerksgebäude, die Grundstellung der fernbedienten und verriegelten Weichen, die Signale und sonstigen Sicherungseinrichtungen, die Kabelleitungen und die Fahrwege der Züge erkennen lassen. Es sind hier und ebenso für die Darstellungen der Verschlußtafeln, namentlich ihren Kopf, eine Anzahl feste Zeichen vorgeschrieben. Dem Entwurf ist ein Erläuterungsbericht beizugeben.

§ 49. Einrichtung und Wirkungsweise des Blockwerks. In Abb. 502 bis 504 ist ein SIEMENS & HALSKEscher Blocksatz dargestellt, wie er sowohl in einem Stationsblock als auch in einem Streckenblock allgemein in Verwendung steht. Zu jedem Blockfeld gehört ein solcher Blocksatz, d. i. eine elektrisch-mechanische Einrichtung, mittels deren der Farbenwechsel der Blockfelder, sichtbar durch in der Vorderseite des Blockkastens angebrachte runde Fensterchen, und gleichzeitig die Sperrung oder Freigabe des auf Halt stehenden Signals oder des Fahrstraßenhebels bewirkt wird.

Abb. 502 bis 504. SIEMENS & HALSKEscher Blocksatz.

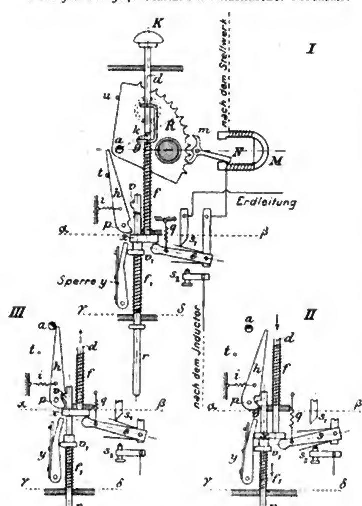


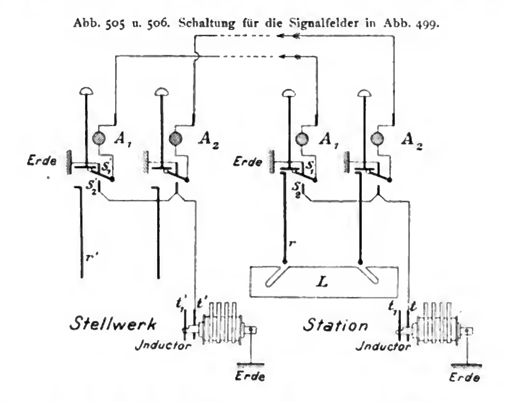
Abb. 502. *I* freigebender Zustand *K* u. *r* hoch.
Abb. 503. *II* während der Blockung *K* u. *r* unten.
Abb. 504. *III* geblockt *K* hoch, *r* unten.

Jedes Blockwerk enthält zu Stromgebung einen in Abb. 505 dargestellten Zylinderinduktor, der gleichzeitig für Wechsel- und Gleichstrom eingerichtet ist, die Blockung erfolgt durch Wechsel-, das Vorwecken durch Gleichstrom. In Abb. 502 ist in I der freigebende Zustand des Stationsblocks, in II der Zustand während der Blokkung, in III der geblockte Zustand dargestellt. Im Ruhezustand I ist der untere Teil r der geteilten Block- oder Riegelstange gehoben, das Blockfeld kann bedient, die Blockstange niedergedrückt und indem die Induktorkurbel gedreht wird, gleichzeitig ein Wechselstrom nach dem Signalfeld des Stellwerksblocks gesandt werden. Z. B. wird bei Bedienung des Signalfeldes A_1 in der Station (vgl. Abb. 502 bis 506) der Stromschließer s heruntergedrückt, der Schluß bei s_2 hergestellt, der Stromkreis (Erde, Induktor, Elektromagnet, A_1 (Station), A_1 (Stellwerk), Erde)[251] zwischen den miteinander arbeitenden Blockfeldern A_1, A_2 geschlossen, und hierdurch der hinter den Feldern A_1 befindliche Elektromagnet

[251] Vgl. SCHEIBNER, Die Elektrizitätslehre, Vortrag. Bromberg 1903, S. 47. Drucksache der K. E. D. Bromberg, u. SCHUBERT a. a. O. S. 22.

M in beiden Signalfeldern betätigt. Der Arm N des dauernd magnetischen Ankers m wird dann von den Schenkeln des Elektromagneten abwechselnd angezogen. Die Hemmung an dem kurzen Arm des Ankers m läßt in der Station durch den Eingriff ihrer beiden Zähne in den Zahnkranz des Kreisausschnittes R — des Rechens, die halb weiß — oben, halb rot — unten gefärbte Scheibe R infolge ihres Gewichtes heruntersinken, das Signalfeld wird weiß. Im Stellwerk aber, wo sich das Signalfeld für gewöhnlich im geblockten Zustand, die Riegelstange r sich unten befindet (vgl. den Abstand des Ansatzes v, von der Linie $\alpha\beta$ bei I und III Abb. 502 bis 504), steigt R in die Höhe, die untere, hier weiße Hälfte kommt nach oben, das Signalfeld wird weiß. Beim Herunterdrücken der Blockstange auf der Station legt sich der Ansatz v des untern Teiles r der geteilten Blockstange auf die Nase p des von der Feder i bis dahin zurückgehaltenen Hebels h und läßt diesen unter der halben Achse a hinweg nach rechts überschlagen. Ferner wird durch das

Abb. 505 u. 506. Schaltung für die Signalfelder in Abb. 499.



Herunterdrücken der auf $\alpha\beta$ fest aufstehenden Feder f, der Anschlag des [-Eisens g an den am Rechen befindlichen Stift k beseitigt und der Rechen kann, sobald die Hemmung durch den Induktionsstrom ausgelöst wird, nach unten gehen und der Farbenwechsel hinter dem Blockfensterchen tritt ein, das freie Signalfeld wird weiß. Mit dem Rechen dreht sich aber die halbrunde Achse a (vgl. Abb. 502, III) und verhindert beim Loslassen ein Zurückschlagen des Hebels h.

Wird jetzt die Druckstange losgelassen, so geht wohl ihr oberer Teil d mit dem Stromschließer s von der Feder q gezogen in die Höhe; der untere Teil r dagegen wird durch den Ausschnitt des Hebels h unten festgehalten.

Entblockt und damit wieder rot gemacht wird das Signalfeld in der Station, nachdem der Zug mit dem Schlußzeichen am Stellwerk vorbeigefahren, das Signal wieder auf Halt gestellt und die Fahrstraße in die Grundstellung zurückgebracht ist durch das Blocken des Signalfeldes im Stellwerk durch den dortigen Wärter. Der von dort entsandte Strom bewegt den Anker, der bis dahin den von der zusammengepreßten Feder f nach oben gedrückten Rechen stützte und gibt ihn frei. Der Rechen geht nach oben, mit ihm dreht sich die halbrunde Achse, läßt den Hebel h unter denselben wieder durchschlagen, der Anschlag v der Stange r wird frei und r geht in die Höhe. Damit ist der

ursprüngliche Zustand wieder hergestellt, das Signalfeld in der Station frei; das Signal am Stellwerk ist verschlossen, in Abhängigkeit vom Fahrdienstleiter, beide Signalfelder zeigen rote Farbe.

Die Wiederholungssperre y (vgl. Abb. 502 bis 504, I—III) wird im freigebenden Zustand des Blockfeldes (I) durch v_1 beiseite gedrückt, sie verhindert bei III durch ein Untergreifen unter x ein wiederholtes betriebsgefährliches Blocken.

Die Anbringung der elektrischen Druckknopfsperre, welche durch den Zug selbst und zwar bei der Ausfahrt durch dessen letzte, bei der Einfahrt und bei Blockstellen durch die erste Achse mittels eines Schienendurchbiegungsstromschlusses bzw. im ersten Fall in Verbindung mit einer isolierten Schiene ausgelöst wird, soll bis zum Überfahren eines bestimmten Punktes die Bedienung eines Blockfeldes verhindern. Über die Einrichtung der Hilfsklinke vgl. SCHUBERT a. a. O., 1903, S. 77 ff., mit Abb. [252]).

§ 50. Die elektrische Blockung der Strecken- und Bahnhofssignale. Die Sicherung der Zugfolge auf freier Strecke erfolgt nach dem Raumabstand. Hierbei darf ein Zug von einer Zugfolgestelle — Zugfolgestellen begrenzen immer einen Streckenabschnitt — weder ab- noch durchgelassen werden, bevor festgestellt ist, daß der vorausgefahrene Zug sich unter Deckung der nächsten Zugfolgestelle befindet (vgl. B. O. § 65, 8 u. § 6, 3). Das Deckungssignal für den folgenden Bahnabschnitt muß dann auf Fahrt gestellt, der Zug mit dem Schlußwagen, der das Schlußzeichen trägt, vorbeigefahren und ersteres wieder auf Halt gestellt worden sein. Die Verständigung über die Zugfolge geschieht bei den Pr.-H. H. B. durch den Telegraphen — den Fernschreiber (Morseapparat)[253]) auf Grund der Dienstvorschrift für den Telegraphendienst von 1902 und der Fahrdienstvorschriften von 1907 § 13. An Stelle des Fernschreibers tritt bei besonders dichter Zugfolge die elektrische Streckenblockung, die die Deckungssignale auf elektrischem Wege so in zwangsweise Abhängigkeit bringt, daß das Signal für die Einfahrt in einen Streckenabschnitt unter Verschluß der nächsten Zugfolgestelle liegt (B. O. § 22).

Die Zugfolgestellen können nun entweder Bahnhöfe oder nur Blockstellen sein. Bei vorhandener Streckenblockung sind Ausfahr- und Einfahrsignale wie die Signale der Blockstellen Blocksignale.

Die kleinste Länge eines durch Blocksignale gesicherten Streckenabschnittes wird bestimmt durch die größte Zuglänge und einen Spielraum; die größte Länge L einer Blockstrecke durch den im Fahrplan festgesetzten geringsten Zeitabstand t für die Zugfolge, woraus sich $L = v \cdot t$ ergibt, wenn v die Geschwindigkeit des vorausfahrenden Zuges ist. Wird nun die Stationsentfernung zu groß, so wird die Strecke durch Blockstellen in Abschnitte geteilt (vgl. Abb. 507 u. 509).

Ist ein Streckenabschnitt besetzt, so wird durch die Streckenblockung das denselben deckende Signal solange auf »Halt« festgelegt, bis es von der in der Fahrrichtung vorwärts gelegenen Zugfolgestelle wieder freigegeben wird, dann kann es vom Blockwärter für den folgenden Zug wieder gezogen werden.

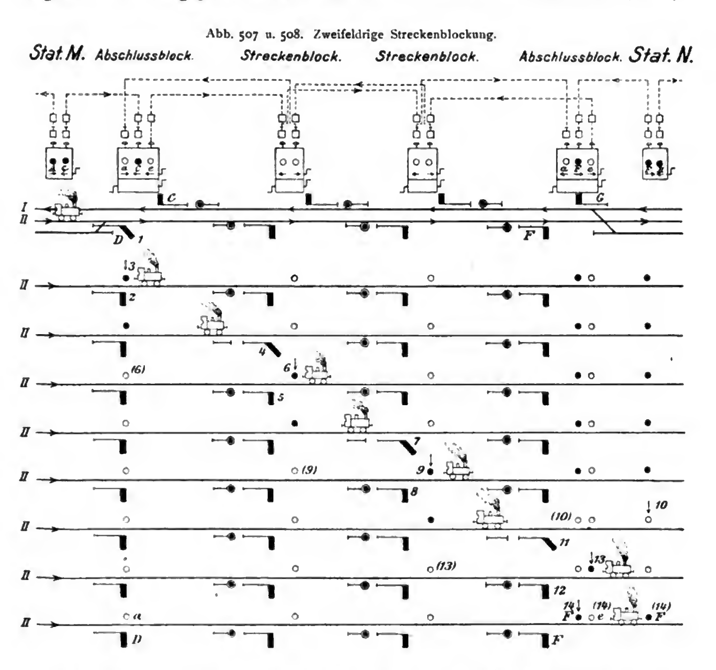
Zur Erreichung dieses Zweckes werden die Zugfolgestellen mit Blockwerken gleich denen der Stationsblockung (vgl. S. 376) ausgerüstet, deren Blockfelder, ebenso wie in Abb. 505 u. 506 der Stations- und Stellwerksblock durch eine Leitung untereinander und mit den zugehörigen Signalen in Verbindung gebracht sind. In Abb. 507 ist oben das Blockwerk zweier zweiteiliger Streckenblocks zwischen den Stationen M und N im Gerippe dargestellt. Das untere Paar Kurbeln dient zur Signalstellung, die obere Kurbel rechts

[252]) Wegen der mechanischen Druckknopfsperre vgl. § 50.

[253]) Vgl. SCHUBERT a. a. O. S. 37.

gehört zum Induktor. Jedes Blockwerk ist über den Druckknöpfen mit Vorwecktasten, Blitzableiter und Vorweckern ausgerüstet [254]). In Abb. 502, I hat man sich bei einem Streckenblock unter der Signalstange v die Scheibe der Signalwindetrommel zu denken. In einen Ausschnitt dieser Scheibe wird beim Blocken ein von einer Feder nach oben gezogener Hebel gedrückt und sperrt dann das Signal. Diese Blockung kann aber nur in der Haltstellung des eigenen Signals geschehen, so daß auch nur dann die rückliegende Strecke freigegeben werden kann. Die mechanische Druckknopfsperre,

Abb. 507 u. 508. Zweifeldrige Streckenblockung.



eine federnde Hebelvorrichtung, zwingt den Wärter, ein freigegebenes Signal zuerst zu ziehen und wieder auf »Halt« zu legen, ehe er blockt. Sie wird mechanisch oder durch die elektrische Druckknopfsperre durch den Zug aufgehoben (vgl. § 49, S. 378).

Die Abhängigkeit der Blockwerke untereinander muß auf denjenigen Zugfolgestellen unterbrochen werden, auf denen Züge beginnen oder endigen oder auf denen ein Überholen oder Wenden von Zügen stattfindet. Solche Zugmeldestellen heißen Blockendstellen. Ihre Endblockwerke zeigen am Anfange und Ende jedes Strecken-

[254]) Vgl. SCHUBERT a. a. O. S. 66.

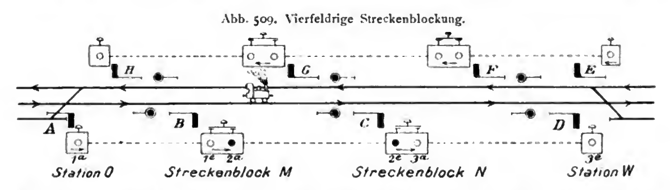
abschnittes Anfangs- und Endfelder; mit den ersteren stehen die sämtlichen auf ein durchgehendes Hauptgleis weisenden, mit Haltfallvorrichtungen ausgestatteten Ausfahrsignale, mit den letzteren die Einfahrsignale in Abhängigkeit. Das Endfeld kann nur bei Halt am Einfahrsignal bedient werden. Der zwischen Ein- und Ausfahrsignal liegende Bahnhofsbezirk ist von der durchgehenden Blockstrecke ausgeschlossen.

Für zweigleisige Strecken kommt die Streckenblockung in der zwei- und der vierfeldrigen Form zur Ausführung. Die letztere bildet jetzt die Regel. Des leichteren Verständnisses halber ist auch die erstere hier noch in Abb. 507 u. 508 dargestellt worden und zwar für eine in 3 Abschnitte geteilte zweigleisige Strecke zwischen zwei mit Abschlußblock versehenen Stationen.

Die Reihenfolge der Signal- und Blockbedienung für einen von links nach rechts das Gleis II befahrenden Zug geben die beigesetzten Zahlen an.

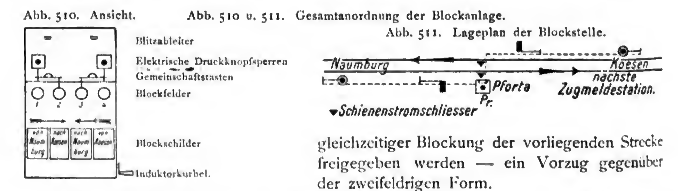
Aus Abb. 509 dagegen geht die Anlage der vierfeldrigen Streckenblockung, Blockteilung mit Vormeldung — das Vorwecken entfällt hier — im allgemeinen hervor.

Abb. 509. Vierfeldrige Streckenblockung.



Es ist der Zustand dargestellt, daß sich der Zug auf dem durchgehenden Hauptgleis von *O* nach *W* zwischen den Blockstellen *M* und *N* befindet. Im Gegensatz zur zweifeldrigen Blockung, bei der auf jeder Blockstelle für jede Fahrrichtung nur ein Feld vorhanden ist, weist die vierfeldrige Form für jede Fahrrichtung je zwei Felder — ein End- und ein Anfangsfeld — auf. Hierdurch kann die freie oder der besetzte Zustand der Strecke nicht nur an ihrem Anfangs-, sondern auch an ihrem Endpunkte angezeigt werden. So zeigt z. B. in Abb. 509 das Anfangsfeld in *M* und das Endfeld in *N* rote Farbe[255]. Endfeld und Anfangsfeld zweier benachbarten Zwischenblockstrecken sind durch eine Gemeinschaftstaste gekuppelt, daher kann die rückliegende Strecke nur unter

Abb. 510. Ansicht. Abb. 510 u. 511. Gesamtanordnung der Blockanlage. Abb. 511. Lageplan der Blockstelle.



gleichzeitiger Blockung der vorliegenden Strecke freigegeben werden — ein Vorzug gegenüber der zweifeldrigen Form.

In Abb. 510 u. 511 ist die Gesamtanordnung des Blockwerkes und ihre Signalanlage einer Streckenblockstelle mit Streckenblockung nach der vierfeldrigen Form nach den

[255]) Vgl. die Darstellung der Betriebsvorgänge bei der vierfeldrigen Streckenblockung in Schubert a. a. O. S. 92, Abb. 118 und den Abschnitt X, Signale u. Sicherungsanlagen bearb. von H. Wegele in Heusinger-Meyer, Eisenbahnkalender 1908, S. 150. Eingehender bei Scholkmann, Sicherungsanlagen I/II. Tafel XIII u. XIV zu S. 966 in der Eisenbahntechnik der Gegenwart, 1901.

Pr. Ausführungsbestimmungen (E. V. Blatt 1899, S. 255) dargestellt. Die Felder 1 u. 4 sind die Endfelder, 2 u. 3 die Anfangsfelder für jede Fahrrichtung. Die Endfelder sind vom Signalhebel unabhängig. Über den Endfeldern wird die elektrische Druckknopfsperre mit schwarzer Farbscheibe angebracht, die der Zug selbsttätig durch den der Blockstelle gegenüber eingebauten Schienenstromschließer auslöst, indem er die schwarze Scheibe in eine weiße verwandelt.

Das Anfangsfeld sperrt mit der Blockstange *r* beim Blocken (Herunterdrücken) den Signalhebel und gibt ihn umgekehrt frei (vgl. Abb. 502, S. 376).

Auf eingleisigen Strecken mit Schnellzugsverkehr empfiehlt sich bei einer Zugfolge, die noch nicht einen zweigleisigen Ausbau erforderlich macht, eine Streckenblockung, die hier allerdings nicht so einfach ausfällt. Es sind hier die Zugfahrten außerhalb der Bahnhöfe (Blockendstellen) nicht nur wie bei den zweigleisigen Bahnen gegen Züge gleicher Richtung, sondern auch gegen solche entgegengesetzter Richtung zu sichern. Die Einrichtung auf den Blockendstellen ist verschieden, je nachdem auf eingleisigen Bahnen Streckenblockstellen fehlen oder vorhanden sind.

Hier werden nach der älteren Anordnung von Siemens & Halske dreiteilige Blockwerke mit drei nebeneinander angeordneten Blockfeldern Nr. 1, 2 und 3 für jede Seite der Überholungs- und Kreuzungsstationen in Verbindung mit den Ein- und Ausfahrsignalen erforderlich. Die Felder 1 und 3 der Endblockwerke, die dem Anfangs- und Endfeld zweigleisiger Strecken entsprechen, zeigen in dem Ruhezustande rot, sämtliche Signale sind in der Haltstellung geblockt. Das zwischen Nr. 1 und 3 liegende Zustimmungsblockfeld Nr. 2 ist für gewöhnlich frei und weiß. Wecktasten und Wecker sind vorhanden. Ist keine Zwischenblockstelle vorhanden, so nimmt bei der Fahrt eines Zuges von *A* nach *B* die Station *B*, welcher der Zug von *A* vorgemeldet ist, durch Blocken des Zustimmungsfeldes 2 den Zug an, wodurch das schon durch Feld 1 geblockte Ausfahrsignal in *B* nochmals festgelegt und das Zustimmungsfeld 2 der Station *A* bei Freigabe des Ausfahrfeldes 1 von der Leitung abgeschaltet wird. Die Gegenfahrt wird hierdurch ausgeschlossen. Nach Ausfahrt des Zuges und auf Haltstellung des Signals blockt Station *A* das Feld 1 und entblockt gleichzeitig das Einfahrsignal (Feld 3) in *B*. Durch die nach Einfahrt des Zuges wieder vorzunehmende Blockung desselben Feldes werden die Zustimmungsfelder 2 beider Stationen entblockt (weiß gemacht), wodurch die zweite Festlegung beider Ausfahrsignale aufgehoben und der Ruhezustand wieder hergestellt ist.

Etwaige Zwischenblocks erhalten die vierfeldrige Form wie bei der Streckenblockung zweigleisiger Bahnen[256]).

Eine neuere Einrichtung der Firma Siemens & Halske, die jetzt bei den Pr.-H. Stb. eingeführt ist, vermeidet die Nachteile des älteren dreiteiligen Blockes für eingleisige Strecken.

Bei ihr kommen zu den bekanntesten Einrichtungen für die Streckenblockung auf zweigleisigen Bahnen nur diejenigen Anlagen hinzu, welche die auf eingleisigen Bahnen erforderliche Sicherung der Züge gegen solche der entgegengesetzten Richtung erfordern. Daher sind die für die Sicherung der Züge gleicher Richtung in Frage kommenden Bedienungsvorgänge genau die gleichen wie auf zweigleisiger Bahn.

Bei einem Fehlen von Streckenblockstellen sind zur Sicherung der Züge in entgegengesetzter Richtung die sämtlichen auf dasselbe Streckengleis weisenden Ausfahrsignale auch bei ruhendem Zugverkehr so unter Blockverschluß gelegt, daß jede der beiden

[256]) Vgl. Scholkmann in der Eisenbahntechnik der Gegenwart 1901, IV, I, S. 966; Kerst, im Zentralblatt der Bauverwaltung 1905, S. 622, und ebenda 1906, S. 400, und in der Zeitschr. »das Stellwerk«, Berlin 1907, S. 73, auch als Sonderdruck erschienen.

den Streckenabschnitt begrenzenden Stationen die Ausfahrsignale des anderen Bahnhofs verschlossen hält. Das Blockwerk eines jeden Bahnhofs erhält 5 Blockfelder, 2 Streckenblockfelder (ein Anfangs- und ein Endfeld), dazwischen 3 Stationsblockfelder: ein Erlaubnisempfang- und ein Erlaubnisabgabenfeld, in der Mitte das fünfte Feld: den Rückgabeunterbrecher.

Ist eine Streckenblockstelle vorhanden (mehrere sind hier außerordentlich selten), so erhält das Blockwerk eines jeden Bahnhofs 2 Streckenblockfelder und 5 Stationsblockfelder: nämlich 2 Erlaubnisabgabe- und 2 Erlaubnisempfangsfelder entsprechend der Zahl (2) der vorhandenen Blockstrecken.

Das Blockwerk der Streckenblockstelle erhält im allgemeinen dieselbe Anordnung wie auf zweigleisigen Bahnen, also 4 Felder, vgl. Abb. 510, aber nur einen Schienenstromschließer für beide Richtungen.

IV. Kapitel.

Tunnelbau.

Bearbeitet von

H. Wegele,

ord. Professor der Ingenieur-Wissenschaften an der technischen Hochschule zu Darmstadt.
Kgl. Preuß. Eisenbahn-Bau- und Betriebsinspektor a. D.

(Mit 76 Abbildungen.)

§ 1. Einleitung. Unter Tunnelbau versteht man im Gegensatz zu einer offenen Einschlitzung des Erdbodens die Herstellung eines unterirdischen an beiden Enden unmittelbar von außen zugänglichen Hohlganges in erster Linie für Verkehrszwecke, aber auch für Durchführung von Wasserläufen. Man hat hiernach Fußgänger-, Straßen-, Eisenbahn-, Schiffahrts-, Bach- und Flußtunnels. Besitzt der unterirdische Gang einen verhältnismäßig kleinen Querschnitt und hat er nur eine oberirdische Mündung, so bezeichnet man ihn als Schacht, wenn er in senkrechter oder stark geneigter Richtung, als Stollen, wenn er in annähernd wagerechter, wenig geneigter Richtung angelegt ist (vgl. § 6). Die Tunnels zeigen also einen größeren Lichtraum als die Stollen und Schächte. Letztere sind im Tunnelbau Mittel zum Zwecke der Herstellung des ersteren. Mit dem Stollen- und Schachtbau ist der Tunnelbau aus dem Bergbau hervorgegangen. Hierdurch erklärt sich die Gemeinsamkeit vieler Bezeichnungen und Bauweisen.

Welche Umstände die unterirdische Linienführung eines Verkehrsweges und namentlich einer Eisenbahn erforderlich machen, ist in Kap. III, § 5, 2, S. 180 bereits auseinandergesetzt. Man unterscheidet je nach der Höhenlage des Tunnels zum Erdboden bzw. zur Grundwasseroberfläche:

1. Bergtunnels,
2. Unterwassertunnels,
3. Untergrundtunnels.

Sog. Unterpflastertunnels und Fußgängertunnels, die im offenen Einschnitt ausgeführt und dann überschüttet werden, können im engeren Sinne nicht zum eigentlichen Tunnelbau gerechnet werden.

Im nachstehenden soll im wesentlichen nur auf die Bergtunnels näher eingegangen werden, deren Ausführung unter Anwendung der gewöhnlichen bergmännischen Bauweisen erfolgt. Die Bauweise der Unterwassertunnel wird nur kurz gestreift werden. (Vgl. § 15).

§ 2. Vorarbeiten. Der Entwurf des Tunnels.

1. Geologische Ermittelungen. Vor allem ist eine gründliche Erforschung der geologischen Verhältnisse des Gebirges notwendig, wobei namentlich die Druck- und Wasserverhältnisse in Frage kommen, die für die Wahl der Lage der Tunnelachse und einer bestimmten Bauweise entscheidend sind.

Oberirdische geologische Aufnahmen, Schürfungen, Probebohrungen und Versuchsstollen dienen dazu, Aufschluß zu geben über die Schichtung des Gebirges, die Beschaffenheit des Gesteins, namentlich seine Härte, und den Wasserzudrang. Auf Grund dieser Untersuchungen werden der geologische Lageplan in Höhe der Steigungslinie, der geologische Längenschnitt und zur Festlegung der Lage der Tunnellinie geologische Querschnitte angefertigt. Bei tiefliegenden sog. Basistunneln (z. B. dem Simplon) können die geologischen Untersuchungen naturgemäß nicht zu ganz sicheren Ergebnissen führen. Man wird hier einzelne druckhafte Nester innerlich zermalmten Gesteins erwarten müssen.

Abb. 1. Gebirgsbau. Schichtenreihe.

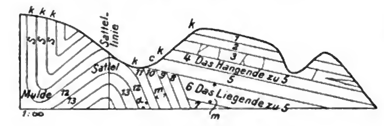
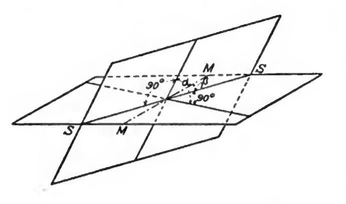


Abb. 2. Streichen und Fallen.



Es mögen hier einige für den Tunnelbau wichtige geologische Begriffe kurz erläutert werden.

Aus vorstehender Abbildung sind bei *k* die Schichtenköpfe, die eine Mulde und einen Sattel bildende Schichtung, *c* die ausgehende Schicht, die Mächtigkeit *m* einer Schicht, das Hängende (4) und das Liegende (6) im Verhältnis zu einer zwischenliegenden Schicht (5) zu erkennen.

Aus Abb. 2 ergibt sich das Streichen und das Fallen einer Schicht. β ist der Streichungswinkel einer Schicht mit der Tunnelachse oder dem magnetischen Meridian (MM), α ist der Einfallswinkel einer Gesteinsebene mit einer wagerechten Ebene. Bei einer saigeren Schicht ist $\alpha = 90°$, bei einer schwebenden ist $\alpha = 0°$. Streichen' und Fallen wird mittels der Boussole, das Fallen mittels derselben Vorrichtung unter Hinzunahme eines Senkels ermittelt [1]).

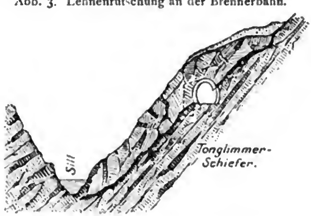
2. Lage des Tunnels zum Gebirgsbau. Die Schwierigkeiten des Tunnelbaues nehmen zu von den mittleren geologischen Horizonten nach den oberen und sind am größten im Schwimmsand und mächtigen Ton. Je jünger die Gebirgsformation, desto mehr Wasserzufluß und Druck sind im allgemeinen anzunehmen, was nicht ausschließt, daß auch im Urgebirge solche ungünstige Verhältnisse eintreten. Die Grenzen der Schichten und Formationen sind bei der Wahl der Lage des Tunnels zu vermeiden, auch wird man nicht mit dem Streichen der Schichten gehen.

[1]) Die Richtung des Fallens steht auf der Streichungslinie senkrecht. — Vgl. JOH. WALTHER, Vorschule der Geologie, Jena 1906, 2. Aufl., S. 131 und Dr. FR. TOULA, Lehrbuch der Geologie, Wien 1900, S. 157ff. Ferner: F. RZIHA, Lehrbuch der gesamten Tunnelbaukunst, Berlin 1872, IX. Abschnitt, S. 259 u. f.

1. Bergnasentunnels sind meist kurz, liegen meist in durchgehendem Gefälle, führen durchschnittlich wenig Wasser. Die Gesteinsgewinnung ist wegen der Festigkeit des Gebirges teuer, der Ausbau dagegen billig. Freilich gibt es je nach der Lage und Beschaffenheit der Schichten auch hier Ausnahmen, in denen dem Tunnel von oben her auf undurchlässigen oder durch durchlässige Schichten Wasser zugeführt und in weichen Schichten Druck erzeugt wird.

Berglehnentunnels sind fast immer bedenklich, da Verwitterung und Zerklüftung ziemlich weit ins Berginnere zu reichen pflegt. In diesem Falle muß man tiefer in den Berg gehen, besonders wenn die Schichten gegen das Tal fallen und Rutschungen zu befürchten sind, wie z. B. auf der Brennerbahn im Tonschiefer im Silltal (vgl. Abb. 3)[2]). Ebenso wird man Schutthalden vermeiden.

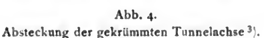
Abb. 3. Lehnenrutschung an der Brennerbahn.

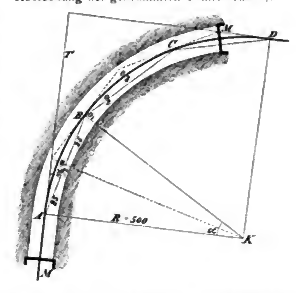


Wasserscheidentunnels sind die schwierigsten Bauten wegen ihrer größeren Länge, des Wasserzuflusses halber, des bedeutenden Gebirgsdruckes und des schlechten Zuganges zur Baustelle wegen. Bei Wasserscheiden, die durch sogenannte Lippentäler und deren Talwände durch die Köpfe voneinander wegfallender Schichten gebildet werden, muß man auf geklüftetes, zerborstenes, wasserhaltiges, auch auf reines Trümmergestein oder auf jüngere weichere Überdeckungs- oder Ausfüllungsmassen gefaßt sein. Auch die durch Sprünge entstandenen Wasserscheidensättel sind bedenklich, wenn der Tunnel den Sprung durchschneidet oder mit ihm streicht.

3. Richtung und Neigungsverhältnisse der Tunnels.

a) Die Richtung der Achse wählt man möglichst gerade. Häufig allerdings bedingt die Lage der durch den Tunnel zu verbindenden Täler Krümmungen an den Ausmündungen in gleichem oder entgegengesetztem Sinne. Man verwendet Halbmesser von > 300 besser 500 m. Die Krümmung erschwert die Absteckung wesentlich. Die Absteckung der Achse erfolgt über Tag möglichst unmittelbar, wenn erforderlich mittelbar durch Vornahme einer Dreiecksmessung.


Abb. 4.
Absteckung der gekrümmten Tunnelachse[3]).



Die Tunnelachse oder bei gekrümmter Achse die Tangente derselben wird außerhalb nach rückwärts verlängert und in das Innere des Tunnels übertragen.

Bei gekrümmter Achse wird von der verlängerten Mündungstangente aus ein Tangenten- oder Sehnenvieleck abgesteckt. Besser wählt man das Sehnenvieleck, da die Winkelpunkte in die Achse fallen.

[2]) Die Abb. 3 ist aus dem »Handb. d. Ing.-Wissensch«, I. Teil, II. Bd., 4. Aufl. 1905. Rutschungen, bearb. von Wegele, S. 203, entnommen.

[3]) Die Abb. 4, 9, 10 und 11 sind dem »Handb. d. Ing.-Wissensch«, I. Bd. 5. Abt. 3. Aufl. »Der Tunnelbau«, bearb. von Mackensen, Leipzig 1902, entnommen. — Vgl. hier S. 296. Taf. VIII, Abb. 20, 15 und 24.

Anzunehmen ist nach Abb. 4 die Länge der Sehne $AB = BC = s$. Es ergibt sich dann $\measuredangle TAB = \frac{\alpha}{2}$ aus der Gleichung $\sin\frac{\alpha}{2} = \frac{s}{2R}$. Ferner wird $< ABC = 180 - \alpha$. Es wird dann von B aus α zu AB abgesteckt und s abgetragen, um C zu finden.

Für vorläufige Absteckungen ist das Abstecken von der verlängerten Sehne aus sehr brauchbar (vgl. Kap. III, Abb. 145, S. 247).

b) Der Höhenplan oder der Längenschnitt hängt vom Zwecke des Tunnels ab. Die Kanaltunnels ordnet man fast ganz wagerecht an, Straßen- und Eisenbahntunnels (vgl. Kap. III, Abb. 67, S. 202 u. Abb. 74, S. 204), sowie Bachtunnels im Gefälle, welches schon die Ableitung des Wassers erfordert. Durch Änderung des Höhenplans kann man u. U. schlechten Schichten ausweichen.

Bei längeren Tunnels, insbesondere bei Scheitel- aber auch Unterwassertunnels, gibt man zweckmäßig der Steigungslinie nach beiden Enden zu ein Gefälle (vgl. Abb. 64, S. 250), um die Entwässerung und die Förderung zu erleichtern, da hier die Tunnels von beiden Enden (den Mundlöchern) aus gleichseitig in Angriff genommen wird. Vgl. auch die Zwischenstrecken zwischen Gegenneigungen § 10, Kap. III, S. 203. Bei Unterwassertunnels ordnet man ein dachförmiges Gefälle an und entwässert nach Wasserschächten, durch die das Wasser gehoben wird.

Weil man bei längeren Tunnels nicht genau vorher die Durchschlagsstelle bestimmen kann, so legt man zweckmäßig eine wagerechte oder sehr schwach geneigte ($s \leqq 2{,}5$ bis $3\,^0/_{00}$) Strecke ein, welche gleichzeitig zur Ausrundung der Gefälle dient. Liegt der Tunnel in der durchgehenden Steigung, z. B. einer Gebirgsbahn, so läßt sich diese Anordnung nicht durchführen.

Die Festlegung der Höhenlage der Tunnels bei der Absteckung bietet grundsätzlich keine besonderen Schwierigkeiten. Außen liegende feste Höhenpunkte werden in das Innere des Tunnels an sichere Stellen übertragen.

§ 3. Die Form und Größe des Tunnelquerschnitts.

1. Die statischen Verhältnisse. Wenn man sich den Tunnel in einer Flüssigkeit hergestellt denkt, so erhält er in einer gewissen Tiefe h_1 unter der Oberfläche die Eiform (vgl. Abb. 5a)[4]. Je tiefer aber der Tunnel unter der freien Oberfläche zu liegen kommt, je größer h_2 wird, und je gleichmäßiger der Druck von allen Seiten kommt, um so mehr nähert sich die Eiform der Kreisform (vgl. Abb. 5b). Eine elliptische Form (Abb. 6b) wird sich bei überwiegenden Seitendruck, wie z. B. bei dem zweigleisigen HARDELOT-Tunnel (Frankreich) im nassen Lehm ergeben. Ist nur lotrechter Druck vorhanden, so wird die Form parabolisch (Abb. 6a), z. B. beim Crambas-Tunnel der französischen Orleansbahn ausgeführt. Zwischen diesen beiden Grenzformen, der

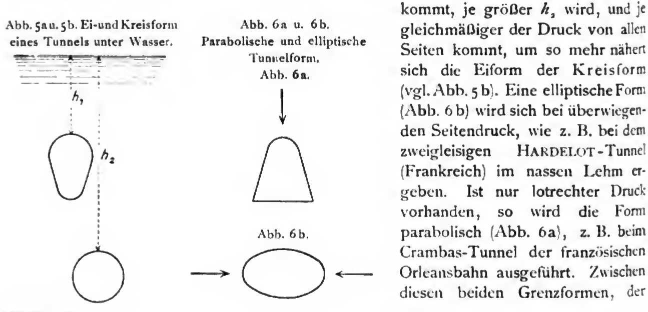


Abb. 5a u. 5b. Ei- und Kreisform eines Tunnels unter Wasser.

Abb. 6a u. 6b. Parabolische und elliptische Tunnelform.

[4]) In der Abbildung der Eiform sind die seitlichen Begrenzungen etwas mehr gekrümmt anzunehmen.

kreis- und parabolischen (Abb. 5b u. 6a), bewegen sich bei den wirklich vorkommenden Druckverhältnissen die Querschnittsformen.

Der Krümmungshalbmesser der Stützlinie steht im umgekehrten Verhältnis zu dem äußeren senkrecht zum Umriß wirkenden Druck. Wird der Seitendruck = 0, so können die Widerlager senkrecht ausgeführt werden (vgl. Abb. 7b). Ist ein Seitendruck vorhanden (Abb. 7a), so krümmt man dementsprechend das Widerlager und schließt bei auftretendem Sohlendruck von unten den Querschnitt durch ein Sohlengewölbe.

Abb. 7. Tunnelformen bei vorhandenem (a) oder fehlendem (b) Seitendruck.

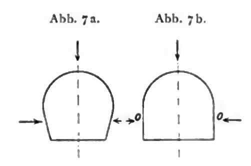
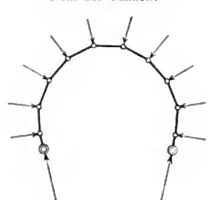


Abb. 8. Reifenförmige Gleichgewichtsform des Tunnels.



Die Tunnelwandung wird, um den Gebirgsdruck ohne wesentliche Formänderung aufnehmen zu können, eine einem Reifen ähnelnde Gleichgewichtsform annehmen müssen (vgl. Abb. 8), die im Gegensatz zur Kette, aus dieser Form gebracht, sich immer mehr aus derselben entfernt und schließlich einbricht[5]).

Nach dem Ausgeführten erscheint es natürlich, daß Tunnelformen und Gewölbe, die sich in mildem druckhaften Gebirge als standfähig erwiesen, in weniger druckhaftem Gebirge bei gleicher Stärke des Mauerwerkes zerstört wurden. Da hier im unteren

Abb. 9. Zerstörter Tunnel.

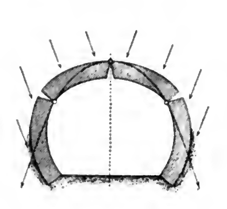
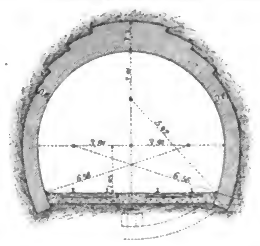


Abb. 10. Wiederhergestellter Ippenser Tunnel.



Teil der äußere wagerechte Schub des Gebirges fehlte, rückte die Stützlinie im Scheitel der äußeren, im Kämpfer der inneren Leibung zu nahe (vgl. Abb. 9). Ein solcher Fall trat beim Bau des Ippenser Tunnels der Kreiensen-Holzmindener Bahn ein. Dort wurde bei der Wiederherstellung die erforderliche Überhöhung durch Verstärkung des Mauerwerks im Scheitel erreicht (vgl. Abb. 10).

[5]) Vgl. Dr. Bräuler, Tunnelbau in Roells Enzyklopädie, Wien 1894, wonach auch Abb. 8 hergestellt ist.

Bei Lehnentunnels mit zu erwartenden einseitigem Seitendruck wird man den wechselnden Druckverhältnissen bei der Ausbildung des äußeren Wiederlagers Rechnung zu tragen haben.

2. Regelquerschnitte. Da man nun von vornherein nicht die statischen Bedingungen genau ermitteln kann, wie etwa bei einer Brücke, so stellen die einzelnen Eisenbahnverwaltungen Regelquerschnitte auf, indem man mittlere Annahmen macht und die verschiedenen Druckverhältnisse durch eine größere oder geringere Gewölbstärke berücksichtigt. Nur in ganz besonderen Fällen ändert man auch die Form ab (vgl. Abb. 34 bis 36, S. 176 u. S. 177).

3. Der lichte Querschnitt der Eisenbahntunnels schließt sich der Umgrenzung des lichten Raumes mit einem Mindestspielraum an (vgl. S. 176 und Abb. 34 bis 37), um der nicht ganz genau fest liegenbleibenden Höhenlage der Schienen und den der ebensowenig mathematisch genauen Ausführung der Mauerwerke Rechnung zu tragen. Aber auch die Möglichkeit der Unterhaltung muß berücksichtigt werden, die beim zweigleisigen Tunnel leichter ist, indem ein Gleis außer Betrieb gesetzt werden kann. In Krümmungen wird mit Rücksicht auf die Gleisüberhöhung die lichte Umgrenzung nach dem Mittelpunkt des Gleisbogens zu verschoben, um den vorgeschriebenen Spielraum gegen die Umgrenzung des lichten Raumes festzuhalten. Es ergeben sich hiernach für eingleisige Tunnels eine lichte Breite von 5,2 in einer Höhe von 2,20 über S. O. und eine gesamte lichte Höhe von 6,00 m. Für einen zweigleisigen Tunnel ergibt sich in einer Höhe von 1,92 über S. U. eine lichte Weite von 8,50 m und eine lichte Höhe von 6,58 m über S. U. Obwohl in statischer Beziehung eine mäßige Überhöhung im Scheitel wünschenswert ist, so hat man doch aus Zweckmäßigkeitsgründen nicht nur bei den älteren Rziнaschen Tunnelquerschnitten (vgl. Abb. 35 u. 36, S. 176), sondern auch bei neueren Tunnelumrissen wie bei den staatlichen österreichischen Alpenbahnen eine halbkreisförmige obere Begrenzung angenommen. Mehr wie zwei Gleise wird man im Gebirge wegen der Druckverhältnisse und des nutzlosen Aushubs im Scheitel halber im allgemeinen nicht überspannen. Beim eingleisigen Tunnel ergibt sich von selbst eine reichliche Überhöhung des Umrisses.

4. Ein- oder zweigleisige Ausführung. Zweigleisige Bahnen erhalten auch zweigleisige Tunnels, eingleisige Bahnen im allgemeinen eingleisige. Oft wird es aber zweckmäßig sein, lange Tunnels einer zunächst nur eingleisig ausgebauten Strecke (z. B. wie auf den neuen staatl. östereichischen Alpenbahnen der Linie Salzburg-Triest) schon zweigleisig auszuführen, vielleicht schon mit Rücksicht auf den Betrieb. Die kürzeren Tunnels werden dann eingleisig hergestellt u. U. auch erweiterungsfähig, wie z. B. die Tunnels der Gotthardbahn und der Scheetunnel im Bz. Elberfeld[6]).

Die Kosten eines eingleisigen Tunnels betragen etwa 60—70% eines zweigleisigen. Bei starkem Gebirgsdruck wird man von vornherein den Tunnel zweigleisig ausführen.

Beim Bau tiefliegender und daher sehr langer Alpentunnels, so beim Simplon, ist man mit Rücksicht auf die schwierige Lüftung zu einer eingleisigen Ausführung gekommen, indem man von dem in einem Abstand von nur 17 m vorgesehenen 2. Tunnel (vgl. Abb. 73, S 410) zunächst nur den Sohlstollen ausgeführt und denselben zu Luftzu- und Wasserabführung und Förderung benutzt hat.

Zwillingstunnels, d. h. zwei dicht nebeneinander liegende Tunnels sind ausgeführt bei einer unterirdischen Führung von 4 Gleisen oder an der Mündung langer Tunnels,

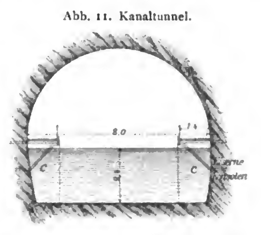
[6]) Vgl. »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, I. Bd., 5. Abt. »Der Tunnelbau«, bearb. v. Mackensen Leipzig 1902, S. 367.

die hier häufig in der Krümmung liegen oder auch bei der Erweiterung eingleisigen Tunnels.

5. **Straßentunnels** erhalten im allgemeinen einen ähnlichen Querschnitt wie Eisenbahntunnels (siehe a und c der nachstehend angeführten Beispiele) mit offener oder verdeckter Wasserabführung. Beispielsweise: a) lichte Höhen und Weiten, 4,0 · 4,0 m (Wegtunnel der Brennerbahn); b) 6,5 · 6,5 m bei parabol. Form; c) 7,25 · 11,5 m, letztere Maße z. B. bei einem i. J. 1906 ausgeführten Straßentunnel in Triest.

6. **Kanaltunnels** haben die größten Abmessungen. Der Leinpfad muß mit hindurchgeführt werden, eingebaut oder auf eisernen Auslegern (vgl. Abb. 11 einen Tunnelquerschnitt des Kanals von St. Quentin darstellend).

Abb. 11. Kanaltunnel.



7. **Bachtunnels und Stollenkanäle.** Bachtunnels erhalten in festem Gestein kreisrunden Querschnitt und werden ohne Ausmauerung hergestellt. Größere werden durch Bermen begehbar gemacht. Ihre Sohle wird bei größerer Geschwindigkeit des Wassers im Querschnitt, wagerecht, nicht muldenförmig ausgebildet. Stollenkanäle für Kraftwerke werden im Fels mit Beton ausgekleidet oder in Erde in Mauerwerk in ähnlichem aber kleinerem Querschnitt wie eingleisige Eisenbahntunnels mit Sohlengewölbe hergestellt[7]).

8. **Die Größe der Tunnelquerschnitte.** Der lichte Querschnitt der Tunnels wechselt zwischen 6,5 qm bei einem Bachtunnel und 60 qm bei einem zweigleisigen Eisenbahn- oder einem größeren Straßentunnel (vgl. Tabelle II, S. 409).

§ 4. Gewinnungsarbeiten. Bohren und Sprengen.

1. **Die Gewinnungsarbeiten.** Das Lösen des Gebirges geschieht durch Handarbeit mittels des »Gezähes« allein (vgl. Kap. I, Erdbau § 3, 2, b, S. 9 u. § 4, 1, S. 12) oder unter Verwendung von Sprengmitteln oder durch Maschinenarbeit mit Sprengmitteln.

Die Sprengarbeit mit Pulver soll im Anfang des 17. Jahrhunderts für bergmännische Zwecke in Deutschland eingeführt sein. Mit der Sprengtechnik in Zusammenhang hat sich die Bohrtechnik entwickelt.

Zur Aufnahme der Sprengladung dienen durch Hand- oder Maschinenarbeit hergestellte zylindrische Bohrlöcher.

2. **Die Bohrer.** Unter den Arten der zur Verwendung kommenden Bohrer unterscheidet man:

a) Schlagbohrer
b) Stoßbohrer
c) Drehbohrer

} je nachdem der Bohrer in erster Linie durch Schlag, Stoß oder durch Drehung und Druck wirkt.

a) Die Schlagbohrer zeigen am Kopf verschiedene meißelartige Formen, mit einer oder mehreren Schärfen. Je nachdem hat man Kreuzbohrer, Kronenbohrer, Spitz-, Flügel-, Kolbenbohrer. Die zweckmäßigste Form hat der Meißelbohrer mit einer einzigen 20 bis 40 mm breiten Schärfe und zwar einer geraden (Abb. 12) für sehr festes, und einer nach einem Halbmesser $R = 1,5 - 5d$ gebogenen (Abb. 13) für weniger festes Gestein. Bohrer und Stange vom Durchmesser $d = 20$ mm werden aus Stahl hergestellt. Die Stange ist

[7]) Vgl. den Zuleitungsstollen der Wasserkraftanlage auf der Nordseite des Simplontunnels. Sonderdruck aus der Schweizer. Bauzeitung 1902, Bd. 38 u. 39, PESTALOZZI, die Bauarbeiten am Simplontunnel. Zürich 1902.

6 bis 8eckig, um das Drehen des Bohrers zu erleichtern. Es ist der Winkel $\alpha = 70$ bis 110° (vgl. Abb. 14)[8]) bei weichem bis hartem Gestein.

b) Der Stoßbohrer wird an längere Stangen angeschweißt und mit diesen niedergestoßen. Der Durchmesser beträgt 25 mm, die Länge 1,5 bis 1,0 m, das Gewicht bis 12 kg. Der oberste Teil der Bohrlöcher wird aber mit dem Schlagbohrer hergestellt. Für ein Bohrloch werden nacheinander mehrere verschieden lange Bohrer (Bohrsätze) angewendet.

Abb. 12 bis 14. Meißelbohrer.

Abb. 12. mit gerader — Abb. 13. mit gebogener Schneide. — Abb. 14. Querschnitt.







c) Die Drehbohrer wirken auf das Gestein schürfend, schabend und ritzend. Sie werden voll oder hohl als Kernbohrer hergestellt. Das Bohren erfolgt durch Drehung unter Druck.

3. **Die Bohrarbeit.** Die Krafteinwirkungen auf den Bohrer und die Bewegung desselben geschieht:

a) durch Handkraft,
b) durch Handkraftmaschinen,
c) durch Naturkraftmaschinen.

a) Handbohrung. Bei der Handarbeit werden die Bohrer von einem Mann bis zu dreien mit dem Fäustel (vgl. Abb. 16) eingetrieben, ein- bis dreimänniges Bohren, mit der Hand von einem Arbeiter geführt und nach jedem Schlage gehoben und um einen gewissen Winkel, etwa 36°, gedreht, d. h. »gesetzt«. Das Fäustel ist hierbei schwerer als der Bohrer, 3 bis 8 kg gegen 2 bis 6 kg bei zweimännigem Bohren. Beide Werkzeuge werden aus Gußstahl hergestellt. Fallende Löcher werden stets naß, steigende meist trocken gebohrt. Von Zeit zu Zeit eingespritztes Wasser erleichtert bei fallenden Löchern das Herausholen des Schlammes, wozu der Krätzer oder Raumlöffel ein an einem Ende umgebogener und ausgeschmiedeter starker Draht, oben mit einem Öhr versehen, dient. Gegen Ausspritzen des Wassers legt man einen Kranz von Putzwolle um die Öffnung. Beim Drehbohrer reicht bei Handarbeit der ausübbare Druck für hartes Gestein nicht aus und wird deshalb im Tunnelbau nur ausnahmsweise gebraucht.

Abb. 15. Kernbohrer.

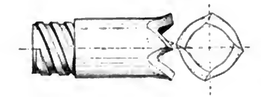
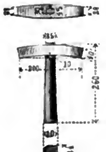


Abb. 16. Einmänniges Fäustel.



Das Schärfen der Bohrer ist von wesentlicher Bedeutung für die Kosten der Bohrarbeit, z. B. rechnete man beim Simplon im Kalkfels 8, im Gneis 12 bis 15 stumpfe Kernbohrer auf ein Bohrloch.

Beim Vortrieb des südlichen Sohlstollens des Wocheiner Tunnels (Linie Villach-Triest der österr. Staatsbahnen) wurde nach Oberbaurat J. Hannack im Tonschiefer eine Tagesleistung von bis zu 4 m bei Handbohrung erzielt.

b) Handkraftbohrmaschinen sowohl Stoß- als Drehbohrmaschinen werden im Tunnelbau wenig verwendet[9]).

---

8) Die Abb. 12 bis 14, 16, 18, 19, 20, 23, 24, 26 bis 29 sind dem »Handb. d. Ing.-Wissensch.« a. a. O., Abb. 15, 17 u. 25 Luegers »Lexikon« Bohr- und Sprengarbeit bearb. v. C. Dolezalek, entnommen.

9) Vgl. C. Dolezalek, der Tunnelbau, Hannover 1896, S. 38 u. S. 139. — Abb. 21 ist nach Fig. 82 S. 145 dieser Quelle und nach B. Zschokke, Sprengmittel und Sprengarbeit, Zürich 1905, Fig. 7 hergestellt.

c) Die Maschinenbohrung mit Naturkraft ist für jeden größeren Tunnelbau neben der Handbohrung von der erheblichsten Bedeutung. Sie hat seit ihrer ersten bemerkenswerten Verwendung beim Bau des Mont Cenis mit der Bauart Germano Sommeiller 1861 den täglichen Fortschritt der Tunnelarbeiten im Richtstollen immer mehr vergrößert und zwar von 1,7 m auf 5 bis 6 m im harten Gestein.

Man unterscheidet:

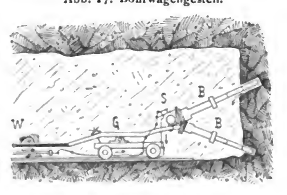
α) *Stoß*- und

β) *Drehbohrmaschinen.*

Als Betriebskraft wird bei den Stoßbohrmaschinen Druckluft von < 7 Atmosphären, die gleichzeitig zur Lüftung und Kühlung dient, und bei den Drehbohrmaschinen Druckwasser von 30 bis 80 Atmosphären verwendet. Bei Kraftübertragung auf größere Entfernungen ist Elektrizität vorteilhaft und eignet sich für beide Bohrweisen.

Als Kraftquelle dient Dampf- oder Wasserkraft. Bei Wasserkraftanlagen werden zum Ersatz in der wasserarmen Zeit oder bei sonstigen Störungen Dampfmaschinen vorgesehen. Zum Betrieb der Luftpressen stehen in Verwendung meist Turbinen, zur Herstellung des Druckwassers natürliches Gefälle oder eine Pumpenanlage.

Abb. 17. Bohrwagengestell.



Ein Fuß-, Säulen- oder Wagengestell (vgl. Abb. 17), bei Drehbohrmaschinen nur ein Säulengestell stützt die Maschinen nach allen Seiten und soll das Bohren nach allen Richtungen ermöglichen.

α) *Die Stoßbohrmaschinen.* Von den zahlreichen Bauarten von Stoßbohrmaschinen sei hier nur die beim Bau des St. Gotthard- und Arlbergtunnels verwendete von FERROUX (s. Abb. 18), die zu den sog. langen Maschinen gehört.

Es sind wie beim Handbohren drei Bewegungen auszuführen: Die vorschiebende und zurückziehende, die hin- und hergehende, d. h. stoßende, sowie die drehende. Die verhältnismäßig kleine Maschine besteht aus einem Rahmen und zwei hintereinander liegenden Zylindern, von denen der hintere der Vorschubzylinder fest mit dem Rahmen, der vordere dagegen mit der hohlen Kolbenstange des Vorschubzylinders verbunden ist, der seinerseits auf dem Rahmen gleitet und den begrenzten Vorschub selbsttätig bewirkt. Das Zurückschieben der Maschine erfolgt von Hand.

Die Druckluft drückt fortwährend auf den durchbohrten Kolben des Vorschubzylinders und geht durch den Kolben nach dem Steuerraum des zweiten Stoßzylinders. Beim Bau des Bosruckstunnels der Linie Selztal—Linz wurden ähnlich gebaute Preßluftbohrmaschinen verwendet [10]. Die hin- und hergehende Bewegung des Bohrers, der mit dem Kolben des vorderen Zylinders fest, aber leicht löslich verbunden ist, wird durch die Steuerungseinrichtung *p* bewirkt. Durch sie wirkt die Druckluft abwechselnd auf die vordere und hintere Fläche des Kolbens (vgl. Abb. 18). Durch ihn erfolgt die Umsteuerung unmittelbar, indem er die beiden nach drei Richtungen durchbohrten kleinen Schieberkolben *a* und *a* abwechselnd hebt und mittels des Hebels *b* senkt. Durch die Bohrung der Kolben *a* und *a* wird die Luft ab- und zugeführt.

Die drehende (umsetzende) Bewegung des Bohrers erfolgt beim Rückgang des Kolbens bei Feststellung (vgl. Abb. 19 *C*) des Sperrades *d* durch die Sperrklinke *f*, während der

[10]) »Vgl. auch »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, IV. Bd., Baumaschinen VI. Kap., Gesteinsbohrmaschinen, bearb. v. SCHULZ.

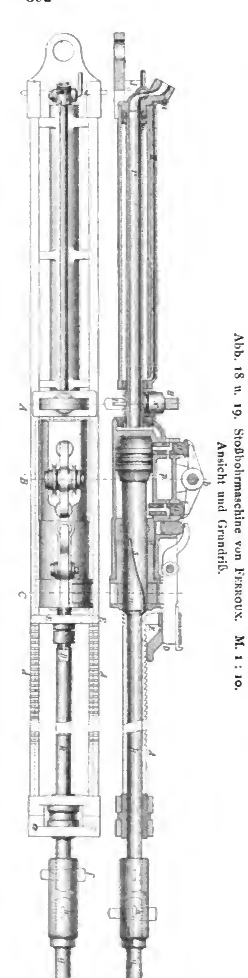


Abb. 18 u. 19. Stoßbohrmaschine von FERROUX. M. 1 : 10. Ansicht und Grundriß.

Dorn c in die in den Kolben der Länge nach eingeschnittene schraubenförmige Nut s (vgl. Abb. 18) eingreift und ihn um das Maß der Steigung der Nut dreht. Beim Vorstoß wird das in der anderen Richtung nicht festgehaltene Sperrad um die Kolbenstange gedreht und nicht diese mitbewegt.

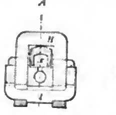
Die FERROUXsche Maschine eignet sich nur für Löcher, die nicht sehr von der Wagerechten abweichen.

Die ganze Länge der FERROUXschen Maschine beträgt 2,3 m, das Gewicht 180 kg ausschließlich des Bohrers, der größte Hub 100 mm, der Zylinderdurchmesser 105 mm, die wirksame hintere Kolbenfläche 87 qcm, die Länge des Vorschubes 620 mm.

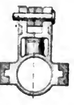
Beim Karawanken-Tunnel wurde die Preßluftstoßbohrmaschine von INGERSOLL verwendet [11]).

Abb. 19 *A* bis *C*. Vorrichtung zum Drehen des Bohrers.

A



B



C



Als ein Beispiel der elektrischen Stoßbohrmaschinen sei die von SIEMENS & HALSKE erbaute Kurbelstoßbohrmaschine angeführt (vgl. Abb. 20).

Die Bohrmaschine ist hier von der Kraftmaschine getrennt, die in einem Kasten auf dem Boden aufgestellt wird. Durch eine biegsame Welle wird die Drehbewegung vom Gleichstromantrieb auf die Kurbelachse der Bohrmaschine übertragen. Nach einer neueren Bauart ist ein Drehstromantrieb an der Bohrmaschine selbst befestigt. Diese Bauart wurde im Nordstollen des Karawanken-Tunnels mit Erfolg versucht. Bei der Solenoidmaschine der Österr. Union-Elektrizitäts-Gesellschaft wirkt die Elektrizität unmittelbar als treibende Kraft [12]). Sie hat nach Versuchen der österr. Staatsbahnen für einen zu beschleunigenden Stollenvortrieb zu geringe Stoßkraft. Beide Maschinenbauarten werden an einer Bohrsäule befestigt.

β) *Die Drehbohrmaschinen.* Von den Drehbohrmaschinen ist die verbreitetste die Druckwasserbohrmaschine von BRANDT (vgl. Abb. 21 u. Anm. 8) 1877 eingeführt. Die Maschine führt die vorschiebende und zurückziehende und die drehende Bewegung aus.

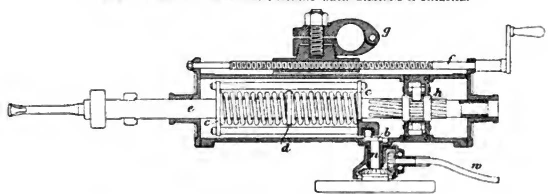
[11]) Vgl. »Handb. d. Ing.-Wissensch.« a. a. O. 1902, »Der Tunnelbau«, S. 74.

[12]) Vgl. »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, I. Bd., 5. Abt., Leipzig 1902, »Der Tunnelbau«, bearb. v. E. MACKENSEN, Kap. IX, S. 81, und Abb. 40 u. 41, S. 82.

Sie ist auf einem Wagen befestigt und stützt sich gegen eine lotrechte oder wagerechte durch Druckwasser gespannte Säule *S* (vgl. Abb. 17). Sie besteht aus dem Druckwasser-Motor *M* und zwei Zylindern, dem Drehzylinder *C* und dem Druckzylinder *D*. In letzterem bewegt sich der Vorschubkolben *K*, mit dem der hohle Kernbohrer verbunden ist.

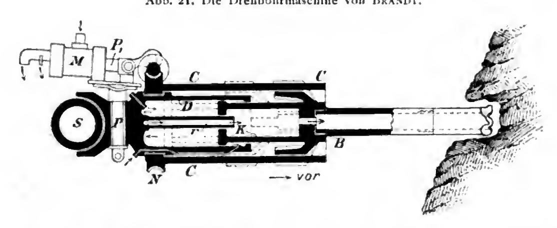
Die Kolben des zweizylindrigen Motors *M* werden abwechselnd durch eine Kolbensteuerung getrieben. Der Motor dreht das Schneckenrad *N*, das fest auf dem Drehzylinder *C* sitzt; dieser nimmt den Kopf des Vorschubkolbens *K* mit und dreht so den Bohrer. Im festen Vorschubzylinder und in dem ringförmigen Raum zwischen Zylinder *D*

Abb. 20. Elektrische Stoßbohrmaschine nach SIEMENS & HALSKE.



und Kolben *K* befindet sich Druckwasser, es wirkt also unmittelbar sowohl auf die hintere als vordere Ringfläche des hohlen Kolbens *K*, die Wirkung hängt also von dem Unterschiede der beiden Kolbenflächen ab. An der Hubgrenze wird das Druckwasser von dem Druckzylinder *D* abgesperrt und der in dem ringförmigen Raume zwischen *D* und dem Vorschubkolben *K* wirkende Druck zieht den Kolben zurück. Ein Teil des Abwassers geht durch *r* in den hohlen Bohrer und spült das Bohrloch. Die Länge der Maschine beträgt bei einer neueren Bauart 1,5 m, die Breite 0,45 m, die Höhe 0,60 m, der Durchmesser des Druckzylinders 135, der Ausschub 335 mm, das Gewicht 250 kg,

Abb. 21. Die Drehbohrmaschine von BRANDT.



der Unterschied der Kolbenringflächen 118,2 qcm; der Zylinderdurchmesser der Wassersäulenmaschinen (des Motors) 62,5 mm, die Hublänge 60 mm. Das Umsetzungsverhältnis von Schnecke und Rad 1 : 38. Der Preis beläuft sich auf 4000 M. Auf eine Bohrsäule werden bis 4 Stück Maschinen aufgeschraubt. Die Hohlbohrer haben 65 mm Durchmesser, 9—17,5 mm Wandstärke und 3 bis 4 Zähne, der Lochdurchmesser ist 75 mm. Der angewandte Wasserdruck beträgt jetzt 30 bis 80 Atm. für mildes bis ganz hartes Gestein. Der Wasserverbrauch für eine Maschine beträgt je nach der Gesteinsbeschaffenheit 1 l in der Sekunde. Zur Bedienung der Bohrmaschine genügen 2 Mann. Beim Bau des Simplontunnels (Nord) wurden 5,0 bis 2,0 cm im Antigoriogneis für die

Minute reine Bohrzeit geleistet. Auf der Südseite des Simplontunnels bohrten im 6,5 qm großen Sohlstollen 4 BRANDTsche Maschinen im Angriff 8 bis 12 Löcher von 1,2 bis 1,6 m Tiefe und 60 bis 90 mm Weite im Glimmerschiefer. Der Stollenfortschritt im Gneis betrug 6 m in 24 Stunden.

Die Wasserdruckbohrmaschinen verursachen gegenüber den handlicheren Stoßbohrmaschinen ein geringes Geräusch. Sie haben aber ein größeres Gewicht und erfordern einen geringeren Abstand der Gesteinswände wegen der nötigen Säuleneinspannung. Die Wasserabführung ist oft schwierig.

Angewendet ist die BRANDTsche Bohrmaschine z. B. im Brandleite-Tunnel (Thüringen), im Arlberg, im Simplon und zuletzt im Tauern-Tunnel.

Die elektrischen Drehbohrmaschinen zeigen im Gegensatz zu der Wasserdruckbohrmaschine, die unter starkem Druck eine langsame Drehung bewirkt, eine größere Geschwindigkeit bei geringerem Druck. Es sind zu nennen die SIEMENS & HALSKEsche mit von der Arbeitsmaschine abgetrenntem Motor und die der Union-Elektrizitäts-Gesellschaft mit auf dem Gestell vereinigt angebrachtem Motor[13]).

Die Maschinenbohrung gestattet bei der Stollenauffahrung um etwa 2 bis 3 fach größere Fortschritte als die Handbohrung besonders im harten Gestein, wo in erster Linie die BRANDTsche Bohrmaschine in Frage kommt. Der Zeitgewinn wiegt die höheren Gewinnungskosten für das Kubikmeter wieder auf. Der tägliche Fortschritt beträgt im festen Gestein bis zu 6,0 m. Für den Vollausbruch dient in der Regel noch die Handbohrung; es kommen aber auch Stoßbohrmaschinen in Anwendung.

§ 5. Die Sprengarbeit. Die Sprengarbeit wird in der Weise ausgeführt, daß in die mit der Hand oder der Maschine hergestellten Bohrlöcher Sprengstoffe meist in Patronenform verladen werden, die man durch verschiedene Zündmittel zum Zerplatzen, zur Explosion bringt. Die Sprengstoffe sind die Explosivkörper, die unter bestimmten Bedingungen plötzlich eine im Verhältnis zu dem festen Körper sehr große Gasmenge von hohem Wärmegrade entwickeln.

Von einem guten Sprengstoff verlangt man möglichst gute Sprengkraft, tunlichste Unschädlichkeit der Gase für die Arbeiter, Ungefährlichkeit bei Gebrauch, Beförderung und Aufbewahrung.

1. Die Sprengmittel. Als Sprengmittel mit diesen Eigenschaften werden das weniger sprengkräftige Schwarzpulver und die sehr sprengkräftigen (brisanten) Nitroglyzerinmittel (NOBELscher Guhrdynamit), Sprenggelatine, Karbonit und Donarit u. a. m. verwendet.

Wegen der chemischen Zusammensetzung und der Eigenschaften dieser Sprengmittel muß auf das Handbuch der Ingenieur-Wissenschaften I. Bd., 5. Abt., der Tunnelbau, bearb. von MACKENSEN, Leipzig 1902, S. 19, verwiesen werden.

Es sei hier nur erwähnt, daß das Nitroglyzerin 1847 durch den Italiener SOBRERO erfunden, aber erst 1862 als Dynamit, ein Gemisch von Nitroglyzerin und Kieselguhr durch den Schweden ALFRED NOBEL fabrikmäßig hergestellt wurde. Das Dynamit bildet eine weiche braune Masse und kommt in Patronenform in den Handel. Es ist bei einer Wärme von $> + 8^0$ ungefährlich in der Behandlung, gefriert aber bei niedrigen Wärmegraden und wird dann gegen Druck und Stoß empfindlich.

Über die Aufbewahrung und Beförderung der Sprengmittel bestehen zu beachtende polizeiliche Vorschriften[14]).

[13]) Vgl. »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, I. Bd., 5. Abt., 3. Aufl., Leipzig 1902, der Tunnelbau, bearb. v. MACKENSEN, S. 86 und IV. Bd., Die Baumaschinen, 2. Abt., VI. Kap. Gesteinsbohrmaschinen, bearb. von SCHULZ: Drehend wirkende Bohrmaschinen S. 268 und 287.

[14]) Vgl. »Handb. d. Ing.-Wissensch.« a. a. O., S. 30. — Vgl. auch Anm. 9 (ZSCHOKKE).

2. **Das Laden** der auszutrocknenden Bohrlöcher mit Sprengpulver geschieht durch Einschütten oder besser Einbringen von Patronen mit der Zündschnur und Besetzen oder Abdämmen zuerst mit Sand, dann mit Ton oder Lehm, nachdem ein Schießpfropfen von Papier auf das Pulver gebracht ist. Der Besatz wird mit dem hölzernen Ladestock festgedrückt (vgl. Abb. 22).

Abb. 22. Mit Schwarzpulver geladenes Bohrloch.



Abb. 23. Mit Dynamit geladenes Bohrloch.

Das Laden mit Dynamit (Abb. 23). Die Patronen werden in das Bohrloch eingebracht, mit einem hölzernen Ladestock festgedrückt und eine Zündpatrone lose aufgesetzt und dann lose »besetzt« oder verdämmt.

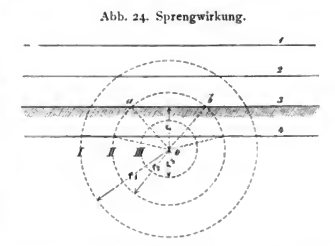
3. **Die Zündung** geschieht mittels der BICKFORDschen Zündschnur oder elektrisch (mit Funken- oder Glühzündern). Die Schnur oder der Leitungsdraht wird in die Zündmasse, die Zündschnur in die Knallquecksilber enthaltende Zündkapsel der Zündpatrone eingebunden.

4. **Die Sprengwirkung.** Man denkt sich nach Abb. 24 die gesamte Ladung in einem Punkt O einer gleich widerstandsfähigen Gesteinsmasse eingeschlossen. Die Sprengwirkung wird sich dann strahlenförmig in Kugelflächen um den Mittelpunkt O fortpflanzen und nach außen abnehmen. Bis zu einer Kugel mit dem Halbmesser r_1 wird eine bleibende Veränderung des Gesteins sich zeigen, bis zu einem Abstand r_2 wird das Gestein zerstört und bis zu einem Abstand r_3 soll auch das Gewicht des Gesteins überwunden werden, d. h. es findet ein Auswerfen statt. Hiernach können 3 durch Kugelflächen begrenzte Zonen von außen nach innen unterschieden werden:

1. die Erschütterungszone I/II zwischen den Halbmessern r_1 und r_2,
2. die Zerstörungszone II/III zwischen den Halbmessern r_2 und r_3,
3. die Explosionskugel III mit dem Halbmesser r_3.

Liegt nun nach HÖFER (Abb. 24) die Oberfläche in der Linie 1 oder 2, so zeigt sich keine oder nur eine ganz geringe Wirkung; liegt sie in 3, so tritt die Wirkung sichtbar zutage. Es bildet sich der Minentrichter *Oab* mit der »Vorgabe« v oder der kürzesten Widerstandslinie als Tiefe des Trichterkegels. Innerhalb dieses Trichters bildet sich der Sprengkegel mit ganz zerstörtem Gestein. Schneidet die Oberfläche die Explosionskugel (Lage 4), so wird das zerstörte Gestein zum Teil herausgeschleudert. Die günstigste Lage der Oberfläche zum Minenherd O ist die, daß sie gerade die Explosionskugel berührt[15]).

Abb. 24. Sprengwirkung.



Der Inhalt des Sprengkegels mit zerstörtem Gestein ist $M = \frac{v}{3}(n \cdot v)^2 \cdot \pi = 1{,}05 \cdot v^3 \cdot n^2$, wenn $1 : n$ die Neigung der Kegelseiten bedeutet. Setzt man im Durchschnitt $n = 1$ so wird $M = 1{,}05 \cdot v^3$.

[15]) Vgl. aber die Ausführungen DOLEZALEKS im Lehrbuch des Tunnelbaues, 1896, S. 253.

5. Lage und Abmessung der Bohrlöcher hängen ab von der Beschaffenheit des Gesteins und des Sprengmittels, sowie von der Art der Herstellung der Bohrlöcher.

Stellt in Abb. 25 w die Vorgabe, t die Bohrlochtiefe, L die Länge der Ladung, B den Besatz dar, so wird $t = w$ bis $= 1{,}4 \cdot w$ genommen, ist also abhängig von $\sqrt[3]{M}$.



Abb. 25. Lage des Bohrloches.

Bei wenig wirkungsvollen Sprengmitteln, besonders dem Pulver, gibt man dem Bohrloch wie in Abb. 25 eine geneigte Lage zur Gesteinswand, damit nicht der Besatz vorzeitig ausgeworfen wird. Je wirkungsvoller der Sprengstoff ist (Dynamit), desto mehr kann sich die Lage des Bohrlochs der Senkrechten w nähern.

Die Bohrlochtiefe wählt man im Verhältnis zur Größe der herzustellenden Ausbrüche. Beim Handbohren sind kleinere, beim Maschinenbohren größere Tiefen t und Weiten d anzunehmen. Man nimmt im Tunnelbau je nach Lage des Loches, der Bohrart und der Gesteinsart bei stark wirkenden Sprengstoffen bei Handarbeit $t = 0{,}45 = 1{,}0$ m, $d = 20 - 40$ mm. Bei Maschinenarbeit im Stollen $1{,}0 - 1{,}5$ m $- 2{,}0$ m, $d = 45 - 85$ mm.

Abb. 26 u. 27. Bohrlochanordnung bei Bohrung mit Stoßbohrmaschine.

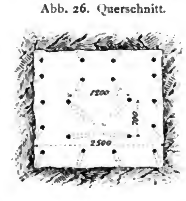


Abb. 26. Querschnitt.

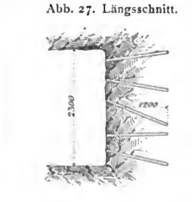
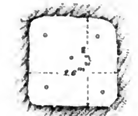
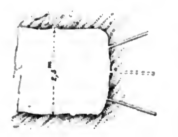


Abb. 27. Längsschnitt.

Abb. 28 u. 29. Bohrlochanordnung bei Bohrung mit Drehbohrmaschine.


Abb. 28. Querschnitt des Stollens.


Abb. 29. Längsschnitt des Stollens.

Die Minen werden im Tunnel-, Schacht- und Stollenbau zur gegenseitigen Unterstützung zumeist in Reihen oder Gruppen in größerer Anzahl nebeneinander angeordnet. Bei Handarbeit im Schacht oder Stollen stellt man zuerst in der Mitte einen trichterförmigen Einbruch her.

In Abb. 26 u. 27 ist eine zweckmäßige Bohrlochanordnung im Stollen für geschlossenes Gebirge für Stoßbohrmaschinen gegeben. In mildem Gebirge kann die Zahl der Bohrlöcher vermindert werden.

In Abb. 28 u. 29 zeigt die Anordnung der Bohrlöcher für die Brandtsche Drehbohrmaschine im Stollen des Sonnsteintunnels (Salzkammergut) in Dolomit und festem Kalkstein.

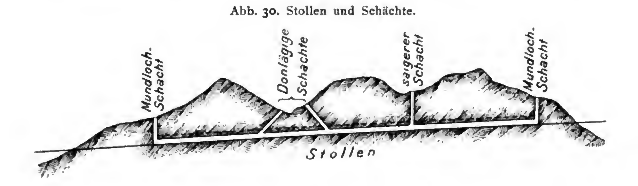
Bei ausgeprägter Schichtung des Gesteins ist eine Abweichung von der Anordnung der Bohrlöcher in Abb. 26 u. 27 angezeigt. Die Ladung darf besonders bei Pulver nicht in Klüften oder Lassen, sondern muß im vollen Gestein liegen, damit die Explosionsgase nicht ohne Wirkung entweichen. Die Länge der Ladung L (vgl. Abb. 25) wird $= \frac{1}{4} - \frac{3}{4}\,t$ gesetzt. Die Größe der Ladung ist $L^{kg} = k \cdot (w^{m})^3$, wobei k eine Erfahrungsziffer $= 0{,}45$ bis $0{,}65$ für Pulver und $0{,}09$ bis $0{,}13$ für Dynamit ist. Der genauere Wert ist durch Versuchsschüsse festzustellen. Die Entzündung erfolgt gleichzeitig, im Stollen meist nacheinander von innen nach außen gehend, oder in Reihen von der Mitte nach rechts und links.

6. Sprengstoffverbrauch. Bei Handbohrung und 6 qm Stollenfläche und 0,6 bis 1,8 m Stollenfortschritt in sehr festem Gestein beträgt der Dynamitverbrauch 7 bis 12 kg in

24 Stunden. Bei Maschinenarbeit und 7 qm Sohlstollenquerschnitt und 6 m Stollenfortschritt in 24 Stunden beträgt der Dynamitverbrauch in festem Gestein etwa 4,6 kg (3,3 bis 6,0 kg).

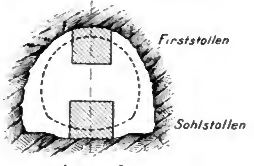
§ 6. Stollen- und Schachtbau. Stollen und Schächte sind im Tunnelbau in der Regel Mittel zum Zwecke der Vorbereitung und Ausführung des Tunnelbaues. Sie führen von der Erdoberfläche zum Tunnel. In der Regel wird ein Richtstollen von beiden Mundlöchern des Tunnels aus vorgetrieben (vgl. Abb. 30), die an der Durch-

Abb. 30. Stollen und Schächte.



schlagstelle zusammenstoßen. Der Voreinschnitt wird entweder als Tagebau abgetragen oder es kann ein Mundlochstollen vom Nullpunkt vorgetrieben werden. Der Stollen ist wegen der Wasserabführung stets mit Gefälle nach außen anzulegen. Hilfsstollen von der Seite aus (vgl. Abb. 32) dienen dazu, die Angriffspunkte zu vermehren und den Bau zu beschleunigen. Denselben Zweck erfüllen die Schächte (vgl. Abb. 30). Man unterscheidet Mundlochschächte, donlägige (schräge) und saigere (lotrechte) Schächte.

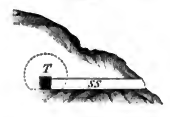
Abb. 31. First- und Sohlstollen.



Stollen und Schächte werden je nach der Standfähigkeit des Gebirges und ihrem Zwecke mit oder ohne Ausbau aus Holz, Eisen und Mauerwerk hergestellt.

1. Stollenbau. Unter »Stollenort« oder »Stollenbrust« versteht man das jeweilige Ende eines Stollens in der Arbeitsrichtung. Die obere Fläche des Hohlraumes ist der »First«, die untere die »Sohle«, die seitlichen Wände heißen die »Ulmen« oder die »Stöße«. Die Größe des Stollens hängt ab von der Gebirgsbeschaffenheit und der Größe der Fördergefäße und Lokomotiven, neben denen noch Platz für einen Mann und die Leitungen bleiben muß. Im allgemeinen sind die Firststollen kleiner als die Sohlstollen. Der Querschnitt ist rechteckig oder trapezförmig. Der Firststollen hat Abmessungen von 2,5 × 2,5 m, ein großer Sohlstollen mit vollspurigem Gleis ist 3,5 m breit, 2,7 m hoch. Die Querschnittsfläche wechselt von 6,00 bis 9,5 qm.

Abb. 32. Hilfs- oder Seitenstollen.



a) Die Stollenzimmerung. Der vorläufige Ausbau des auf eine geringere oder größere Länge aufgeschlossenen unterirdischen Raumes der Stollen oder Schächte zur Sicherung gegen Einsturz geschieht in Holz durch die »Zimmerung« oder »Bölzung« oder auch durch Eisen, der endgültige z. B. bei Lüftungsschächten oder Kanalstollen in Mauerwerk oder Beton. In festem Gestein kann die Zimmerung u. U. ganz entbehrt werden.

Holz nimmt zwar mehr Platz ein als Eisen, läßt aber Risse und Brüche eher rechtzeitig erkennen als Eisen. Weichholz ist Hartholz hier vorzuziehen, es braucht wegen der kurzen Verwendungszeit nicht in saftloser Zeit gefällt zu sein. Das Holz soll mehr auf Druck als auf Biegung beansprucht werden. Die Verbindungen sollen einfach sein, auch sollen die Hölzer nicht beschlagen werden.

Abb. 33. Verladung.

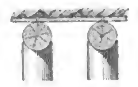
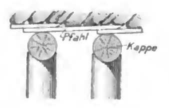


Abb. 34. Verpfählung.



Die Holzzimmerung wird im festen Gebirge als Anlegezimmerung mit Verladung oder Verzug (vgl. Abb. 33) oder in weniger festem, mildem Gebirge als Verpfählung aus 4 bis 6 cm starken, 0,6 bis 1,20 m langen Bohlen (vgl. Abb. 34) ruhend auf Türstöcken, Stollenzimmern oder Gevieren (vgl. Abb. 35) in Abständen von 0,8 bis 1,0 m ausgeführt.

Das Stollenzimmer (vgl. Abb. 35) besteht aus der oberen »Kappe« *k* (vgl. Abb. 34) auf zwei »Stempeln« oder »Säulen« *s*, Rundhölzer, beide 25 bis 35 cm stark. Wenn erforderlich wird unten noch eine »Grundschwelle« (*g*) oder »Sohle« angebracht. Die Geviere werden u. U. auch aus alten Eisenbahnschienen oder I-Trägern bei starkem

Abb. 35. Stollenzimmer oder Türstock.

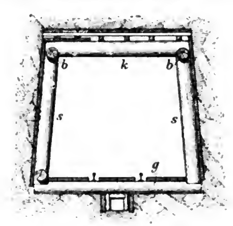
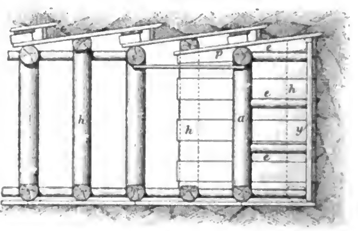


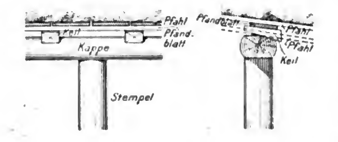
Abb. 36. Getriebezimmerung.



Druck »Mann an Mann« dicht nebeneinander stehend hergestellt. Die einzelnen Geviere erhalten einen Längsverband an den vier Ecken durch die Sprengbolzen (*b*) oder Spreizen von etwa 20 cm Stärke.

b) Die Getriebezimmerung. Im beweglichen besonders im schwimmenden Gebirge (Triebsand) muß vor der Aushöhlung des herzustellenden Raumes dessen Umfang gesichert werden. Hierzu dient die Getriebszimmerung mit Verpfählung auf Haupt- (*a*) und zwischenliegenden Hilfsgevieren (*h*). Die dichte Verpfählung wird im First und den Ulmen auf Pfandblatt und Keilen nach Abb. 37 u. 38 eingetrieben, zwischen denen die folgenden Pfähle von den Ecken ausgehend durchgesteckt werden. Die Pfähle sind 0,6 bis 1,20 m lang, 0,25 bis 0,30 m breit und 4 bis 6 cm stark. Das vordere gegen den Ort gerichtete Ende heißt der Kopf, das entgegengesetzte der Schwanz des Pfahles.

Abb. 37 u. 38. Einzelheiten der Getriebezimmerung.
Abb. 37. Querschnitt. Abb. 38. Längsschnitt.



Die Stollenbrust oder das Schild wird durch Zumachebretter gesichert, die quer mit den Anlegehölzern *y* überdeckt und gegen den nächsten Türstock abgesprengt (*e*) werden. Die Pfähle stützen die Decke so lange, bis der Stollen auf halbe Pfahllänge vorgeschritten ist und ein neues Stollengevier, das höhere und schwächere Hilfs- oder Mittelgevier *h* (vgl. Abb. 36) aufgestellt werden kann. Die Sohle wird entweder stark abgedeckt oder bei starkem Druck ebenso wie First und Seitenstöße gesichert. Im schwimmenden Gebirge ist eine tägliche Untersuchung und Bereitstellung von Stopfstoffen (Moos, Stroh, Heu) nötig.

Abb. 39 u. 40. Lage des Schachtes zum Tunnel.

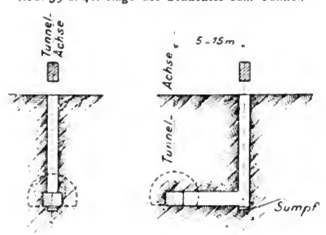


Abb. 41. Förderschacht.

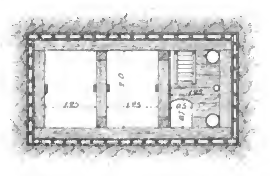
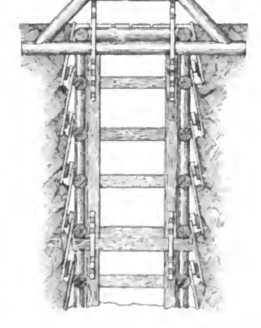


Abb. 42. Schachtzimmerung. Bolzenschrotzimmerung.



Hier kommt auch das PÖTSCHsche Gefrierverfahren und der Schildbau unter Verwendung von Druckluft zur Anwendung[16]).

2. Der Schachtbau. Festzuhalten ist, daß die Schachtarbeit nur halb so schnell vor sich geht als die Stollenarbeit.

Die Lage des Schachtes wird gewöhnlich in der Tunnelachse angenommen (vgl. Abb. 39). Bei dieser Lage geht die Förderung rascher und die Richtungsangabe des Tunnels wird erleichtert. Bei der Anordnung nach Abb. 40 ist der Schachtbaubetrieb vom Stollenbaubetrieb unabhängiger.

Der Querschnitt der Förderschächte wird rechteckig, 10 bis 18 qm groß, der der Lüftungsschächte rund, 1,5 bis 3,0 qm groß angenommen. Tiefere Förderschächte z. B. 6,5 m lang, 3,0 m breit, erhalten gewöhnlich drei Abteilungen: eine i. L. 1,25 m breit und 2,0 m lang für die »Fahrung« der Arbeiter, mit den Leitergängen und Leitungen; eine zweite zur Heraufschaffung des Ausbruchs mittels Schalen und eine dritte zur Hinablassung der Baustoffe, die Förder- und Bremstrume je 1,25 m breit und 2,0 m i. L. lang.

Die Schachtzimmerung ist in ganz festem Gestein entbehrlich. In gebrächem Gestein wendet man die Bolzen-Schrotzimmerung an, die aus Schachtgevieren (Rahmen, Kränzen) in 1,5 bis 2,0 m Abstand besteht und der Abstützung der Verpfählung dient. Die beiden längeren Hölzer des Gevieres (vgl. Abb. 41) heißen die »Joche« und die beiden kürzeren die »Kappen«. Die Joche werden durch die vorliegenden lotrechten Wandruten gehalten und durch die wagerechten »Einstriche« abgesteift.

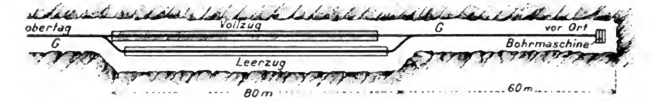
[16]) Vgl. »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, a. a. O. S. 228 u. 161. Dieser Quelle sind die Abb. 32, 35, 36, 41 u. 42 entnommen.

Ist der Gebirgsdruck sehr stark, so legt man die Geviere unmittelbar aufeinander, wobei die Verpfählung oder Getriebszimmerung ausfällt. Die Sohle muß bei schwimmendem Gebirge gesichert werden. Ein Gesümpfe dient zur Wasseransammlung und zur Trockenhaltung der Sohle. Das Gewicht der Schachtzimmerung wird abgefangen [17]) im festen Gebirge: durch eingebaute Tragstempel, durch »Einbühnen« der in den einzelnen Gevieren abwechselnd überstehenden Enden der Kappen und Joche in das Gebirge. Im losen Gebirge: durch Aufhängen an starke Rüstbäume über der Schachtmündung (vgl Abb. 42), durch feste Ankeilung gegen das Gebirge und durch Abstützen gegen die Schachtsohle. Sog. Schachtstühle (Sprengwerke) stützen die in der Tunnelachse liegenden Schächte ab bis zur Fertigstellung des Gewölbes. Auch kommt bei kleinen Schächten die Kastenzimmerung und bei starkem Wasserzudrang die Spundwandzimmerung, auch die wasserdichte Zimmerung [18]) und das Gefrierverfahren [19]) zur Anwendung.

§ 7. Stollen- und Schachtförderung.

1. **Die Stollenförderung** geschieht in kleineren oder größeren Fördergefäßen (Hunden, Arbeitswagen, feste oder Kippwagen) in der Regel auf Schmalspurgleisen von 0,75 bis 1,0 m Spur, aber auch auf Vollspur, wie im Cochemtunnel. Die Ladefähigkeit beträgt wie z. B. beim Simplon 1,5 cbm und im Cochemtunnel bei Vollspur 3,0 cbm. Die Förderbahn wird eingleisig mit Ausweichstellen hergestellt. Vor Ort werden zur Aufstellung der Leerzüge und dann zum Zurückfahren des Bohrwagens nach erfolgtem Abschießen und Aufstellen des mit den gelösten Massen beladenen Vollzugs wie im Arlberg- oder Tauerntunnel (Nord) [20]) Ausweichgleise angelegt (vgl. Abb. 43) oder es dient zur Beseitigung der Schuttermassen eine Zwischenförderung nach rückwärts entweder mit Hand (wie beim Gotthardtunnel) oder auf schmalerem Schuttergleis in gleicher Höhe mit dem Hauptgleis mit Abladen oder Überladen. Man hat auch das Schuttergleis wie im Simplon- oder im Cochemtunnel, auf eine Rampe, in letzterem auf einer schiefen Ebene mit Seilbahn in den Firststollen gehoben und die Schuttermassen in die größeren Wagen abgestürzt.

Abb. 43. Ausweichgleis vor Ort.



Als Kraft kommt für die Förderung für den Anfang oder bei kleinen Tunnels Menschenkraft, von mehr als 100 m bis auf 600 m vom Stollenort Pferde zur Anwendung. Bei 1 km Entfernung wird Maschinenbetrieb vorteilhaft und zwar Dampflokomotiven unter Beschränkung von Rauch- und Dampfentwickelung [21]) auch für den Anfang längerer Tunnels, dann für den Stollen Druckluft-Lokomotiven beim Gotthard und die wegen ihrer Abgase nicht ungefährlichen Benzinlokomotiven (Karawanken- und Tauerntunnel).

2. **Die Schachtförderung** erfolgt durch Hand mittels der Haspel, durch Pferde mittels des Göpels oder durch Maschinenkraft mittels Anhängen der Fördergefäße (Kübel, Tonnen,

[17]) Vgl. Dr. Bräuler »Tunnelbau« in Roells Enzyklopädie des Eisenbahnwesens, Wien 1894.

[18]) »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, I. Bd., 5. Abt., 2. Aufl., Leipzig 1902, Der Tunnelbau, S. 167.

[19]) Poetsch: Gefriergründung, Zentralbl. d. Bauverw. 1883, S. 461 und 1884, S. 287.

[20]) Vgl. Dr. J. Fischer, Der Bau des Karawankentunnels (Nord) Teplitz 1904. Sonderdruck aus der Zeitschrift des Verbandes der Bergbaubetriebsleiter.

[21]) Vgl. Oberschulte: Der Milseburgtunnel, Zeitschrift für Bauwesen 1892, S. 53 und Taf. VIII.

Kasten, kleiner Rollwagen $J = 0{,}03$ bis 1 cbm). Die Fördergefäße werden unten am »Anschlag« an das Förderseil angehängt (»angeschlagen«), oben an der Schachtmündung auf der Hängebank vom Seil abgehängt (»abgeschlagen«).

§ 8. Tunnelbaubetrieb.

1. Sohl- oder Firststollenangriff. Bei Beginn des Ausbruchs wird in der Tunnelachse entweder dem vollen Ausbruche voreilend der Richtstollen als Sohlstollen- oder als Firststollen (vgl. Abb. 44 u. 45) hergestellt. Der Richtstollen hat u. a. den Zweck, die Tunnelachse der Richtung und Höhe nach festzulegen. Der Sohlstollenangriff ist jetzt der gebräuchlichere[22]). Der ganze Tunnelraum wird dann in kleineren Teilen nacheinander aufgeschlossen, vgl. Abb. 44 u. 45, in denen die Reihenfolge der Erweiterungsarbeiten durch Ziffern angegeben ist. Der Vortrieb des Richtstollens geschieht in Angriffen, »Attacken«, Zeitabschnitten, welche die Bohrung, Ladung, das Abschießen und die Schutterung umfassen.

Abb. 44. Sohlstollenangriff.

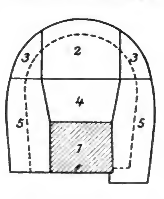
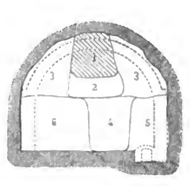



Abb. 45. Firststollenangriff.



2. Strossen- und Firstenbau. Ein Tunnel von geringer Länge im festen Gestein wird zweckmäßig von den Mundlöchern aus nach dem Strossenbau vom Firststollen aus abgebaut (vgl. Abb. 46), während man bei längeren Tunnels bei gleicher Gesteinsart vom Sohlstollen ausgehend einen sog. Firstenbau ausführt (vgl. Abb. 47)[23]), indem man vom Sohlstollen aus bis zum First aufwärts bricht.

3. Aufbrüche. Bei größeren Bauten werden zur Beschleunigung der Arbeiten vom Sohlstollen aus in bestimmten, von der Arbeitsweise abhängigen Abständen (50 bis 200 m)

Abb. 46. Strossenbau.

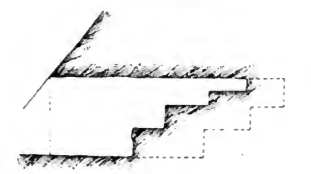
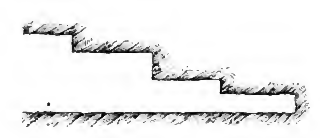



Abb. 47. Firstenbau.



Aufbrüche hergestellt (vgl. Abb. 48) mittels Schächten von 2 bis 4 qm und von dem Aufbruch aus der Firststollen nach beiden Richtungen vorgetrieben, die Bogenausweitung vorgenommen, Füll- oder Schütt- oder Rollöcher in 10 bis 20 m Entfernung abgesenkt, um in die unten stehenden Wagen unmittelbar laden zu können. Schließlich werden die Strossen beseitigt.

---

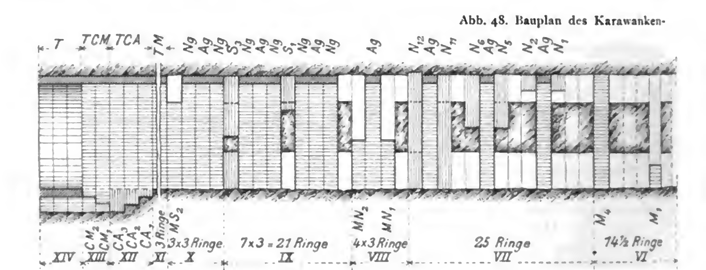
[22]) Z. B. angewendet am Cochemtunnel, Krähberg, Arlberg, und bei den neueren österr. Alpentunnels (Tauern, Karawanken, Wocheiner Tunnel); man kann u. U. hierbei auch baldmöglichst die Förderbahn durchstrecken. Der Firststollenangriff wurde beim Mont-Cenis und St. Gotthard ausgeführt.

[23]) Vgl. J. G. SCHOEN, Der Tunnelbau, Wien 1874, S. 200.

4. Lösen und Fördern der Tunnelmassen. Für das Lösen der Tunnelmassen ist die Handbohrarbeit die Regel, vgl. S. 394. Die Förderung ist dieselbe wie im Stollen (vgl. § 7, S. 400).

5. Beispiel eines Tunnelbaubetriebes. Als Beispiel eines neueren Tunnelbaubetriebes ist in Abb. 48 das Bild des Bauvorgangs des Karawankentunnels (Nordseite) der österr. Staatsbahnlinie Salzburg-Triest wiedergegeben [24]. Da bei Maschinenbohrung der Sohlstollenfortschritt im dolomitischen Kalk und Werfener täglich 5,0 bis 6,0 m, der mit Handbohrung erstellte Firststollen nur 1,2 m etwa betrug, so sind so viel Aufbrüche angenommen, daß die gesamte Firststollenlänge nicht über etwa 200 m hinter der Sohlstollenlänge zurückblieb. Es standen im regelmäßigen Firststollenbetrieb 5 Stollenorte und 1 Aufbruch in Arbeit. In der Abb. 48 ist jedoch der Raumbeschränkung halber nur 1 Firststollenstück mit

Abb. 48. Bauplan des Karawanken-



2 Stollenorten (4 u. 5), statt zweier solcher mit 4 (2, 3, 4, 5) angegeben, wie überhaupt eine Anzahl Ringe (vgl. unten) in die weitere Darstellung fortgelassen sind, wie aus den Ziffern der Abb. 48 hervorgeht. Die Entfernung der Aufbrüche beträgt rund 8 Ringlängen = etwa 66 m. Nach der angewendeten neueren österreichischen Bauweise (vgl. § 10) werden der ganze Tunnelraum auf eine solche Ringlänge von etwa 8,25 m abgebaut und eingerüstet und die Mauerung auf die Ringlänge von unten auf ausgeführt. Erst nach Fertigstellung der Mauerung eines Ringes konnte mit dem Abbau der benachbarten Ringe (Zonen) begonnen werden. Hierbei bilden 4 Ringe eine Arbeitsgruppe. Jeder vierte Ring ist ein Aufbruchring (*Ag*, vgl. Abb. 48). An ihn schließen sich die Nachbruchringe (*Ng*). Die beiden benachbarten Nachbruchringe schließen den Schlußring *S* ein. Der Arbeitsplan kann nun freilich bei dem Wechsel des Gebirgsdruckes usw. nicht immer genau eingehalten werden.

In Abb. 48 sind die fortschreitend von oben nach unten im Ausbruch (Minierung), befindlichen Ringe lotrecht, die von unten nach oben fortschreitend in Mauerung befindlichen wagrecht schraffiert.

Die Abb. 48 zeigt XIV Arbeitsstrecken. Auf der ersten findet der Sohlstollenvortrieb statt, in der zweiten dessen Erbreiterung, in der III. der Firststollenvortrieb durch Aufbrüche. Auf der IV. Strecke findet sich neben dem Sohlstollen der durchschlägige Firststollen. Die V. und VI. Strecke zeigt die Minierung und Mauerung der Aufbruchringe $A_1 — A_7$ und $M_1 — M_4$. Auf der VII. und VIII. Strecke erfolgt die Minierung bzw. die

[24] Vgl. J. Fischer, Der Bau des Karawankentunnels. Teplitz 1904, Taf. 4.

Mauerung der Nachbruchsringe $N_1 — N_{12}$ und $MN_1 — MN_6$ bei geschlossenen Aufbruchsringen (Ag). Auf der IX. und X. Strecke geht die Minierung bzw. Mauerung der Schlußringe ($S_1 — S_5$, $MS — MS_3$) bei geschlossenen Auf- und Nachbruchsringen (Ag und Ng) vor sich.

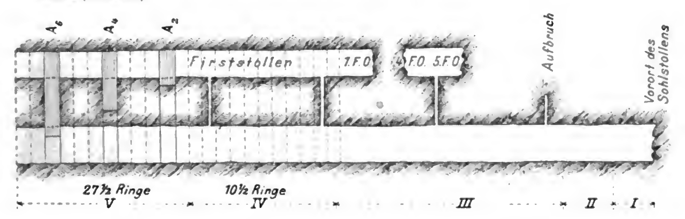
Die Strecke XI zeigt ein ausgemauertes Tunnelstück (Widerlager und Gewölbe); auf der Strecke XII ist der Ausbruch bzw. die Mauerung des Sohlenkanals bzw. des Sohlengewölbes $CA_1 — CA_3$ und $CM_1 — CM_2$ ersichtlich. Endlich ist auf der Strecke XIV der Tunnel bis zum Mundloch fertiggestellt [25].

§ 9. Die Tunnelzimmerung.

Es kommen zur Anwendung:

1. **Die Jochzimmerung** (vgl. Abb. 49) mit Kronbalken und Querverladung. Die tragenden Joche sind gleichlaufend mit der Tunnelachse angeordnet. Die Verladung oder

tunnels (Nordseite).

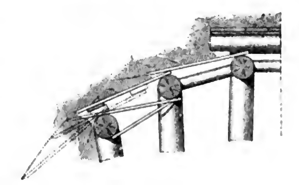


Verpfählung folgt dem Tunnelumriß. Wegen des beim Einbringen der Pfähle erforderlich werdenden Drehens derselben, ist man gezwungen, mehr vom Gebirge fortzunehmen, als es an und für sich nötig wäre. Die entstehenden Hohlräume müssen versetzt werden. Deshalb empfiehlt sich die Jochzimmerung nur im festen und gebrächen Gebirge [26].

2. **Die Sparrenzimmerung** (vgl. Abb. 50) wird im milden und schwimmenden Gebirge angewendet. Die Verpfählung erfolgt in der Richtung der Tunnelachse. Die Entfernung der einzelnen Sparren, die ein dem Tunnelumriß folgendes Vieleck bilden, ist abhängig von der Pfahllänge, also klein.

Die Holzstärken der Zimmerung wechseln zwischen 0,20 bis 0,35 bis 0,50 m, je nach der zu erwartenden Inanspruchnahme [28].


Abb. 49. Jochzimmerung [27].



[25]) Vgl. Der Bau des Karawankentunnels (Nord) mitgeteilt von Dr. J. Fischer, Teplitz 1904. Sonderdruck aus der Zeitschrift des Verbandes der Bergbau-Betriebsleiter.

[26]) Vgl. K. Imhof, die Tunnelbauten der Bahn Teplitz—Reichenberg, Schweiz. Bauzeitung, Bd. 37, S. 255.

[27]) Abb. 45, 49, 60 bis 67 sind dem »Handb. d. Ing.-Wissensch.« a. a. O. 1902, der Tunnelbau, entnommen.

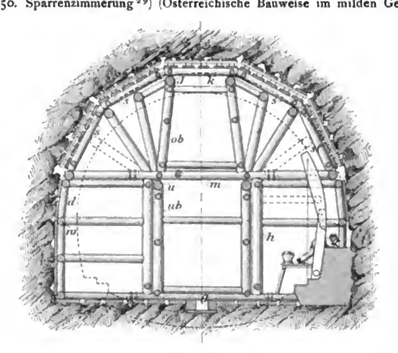
[28]) Vgl. »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, I. Bd., 5. Abt., Der Tunnelbau, bearb. von Mackensen, Leipzig 1902. Taf. XVII, S. 168, Holzabmessungen der Tunnelzimmerungen.

§ 10. Tunnelbauweisen.

Es haben sich in den verschiedenen Kulturländern verschiedene Bauweisen herausgebildet. Wenn man von der veralteten deutschen Kernbauweise absieht, kommen hauptsächlich drei Bauarten in Betracht, nämlich die belgische, die englische und die österreichische Bauweise mit ihren Abarten.

1. **Die belgische Bauweise.** Sie empfiehlt sich im gebrächen und festen Gebirge und zwar bei kürzeren trockenen Tunnels mit Firststollen, bei längeren mit Sohlstollenangriff. Nach Abb. 51 bis 59 finden beim Sohlstollenangriff zuerst Aufbrüche (Abb. 53) und Herstellung des Firststollens statt; dann aber zunächst die Bogenausweitung (Abb. 55),

Abb. 50. Sparrenzimmerung[29]) (Österreichische Bauweise im milden Gebirge).



wenn überhaupt eine Zimmerung erforderlich, mit Jochzimmerung und Herstellung des Gewölbes (Abb. 56) auf hölzernen Langschwellen, die auf dem Gebirge aufruhen. Unter dem Schutz des durch das Gewölbe gesicherten Firstes erfolgt der völlige Ausbruch des Querschnittes bis vor die vorläufigen, natürlichen Widerlager des Gewölbes. Der Raum für die Aufmauerung der Widerlager wird durch wechselseitiges und stufenförmiges Abgraben des Gebirges (den Strossen) nach streckenweisem Unterfangen der Gewölbewiderlager (vgl. Abb. 58) hergestellt. Bei Firststollenangriff wird der Strossenbau angewendet.

2. **Die englische Bauweise** ist geeignet für mäßig drückendes, nicht schwimmendes Gebirge und nicht bei starkem Wasserzudrang. Der Ausbruch geschieht hier scheibenförmig nach dem vollen Querschnitt auf kurze Längen von 3 bis 8 m. Vor dem weiteren Abbau muß erst die Mauerung ausgeführt werden, da sich, wie aus Abb. 60 hervorgeht, die Jochzimmerung mit den Kronbalken der 6 bis 11,0 m langen und starken Joche sich einerseits auf das fertige Mauerwerk, andererseits auf ein vor der vollen, mit 2 Brustriegeln auf Stempeln und 2 Streben verzimmerten Brustfläche stehendes Bockgespärre stützt oder auf dem Gebirge aufruht. Die Kronbalken bleiben hinter dem Mauerwerk stehen, was einen Mehr-Ausbruch bedingt. Sie werden bei der Mauerung entlastet und dann der Länge nach bis zum Ende des Mauerwerks vorgezogen, während die Verladung bleibt.

[29]) Abb. 50 bis 59 sind den Skizzen über Tunnelbau zu den Vorträgen von C. Dolezalek bearbeitet von E. Neufert, Hannover 1880, entnommen. Die Anordnung (Abb. 50) wird noch durch eine Querbölzung der Unterzüge *u* zu ergänzen sein.

Abb. 51 bis 59. Belgische Tunnelbauweise mit Sohlstollenangriff.
Abb. 51. Längsschnitt.

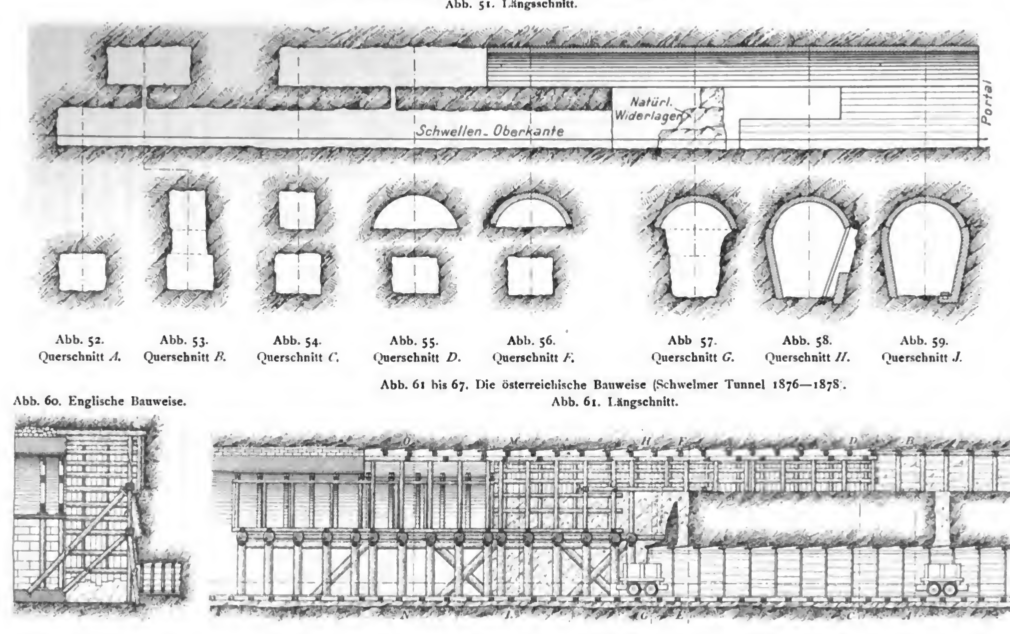


Abb. 52. Querschnitt *A.* Abb. 53. Querschnitt *B.* Abb. 54. Querschnitt *C.* Abb. 55. Querschnitt *D.* Abb. 56. Querschnitt *F.* Abb. 57. Querschnitt *G.* Abb. 58. Querschnitt *H.* Abb. 59. Querschnitt *J.*

Abb. 60. Englische Bauweise.

Abb. 61 bis 67. Die österreichische Bauweise (Schwelmer Tunnel 1876—1878).
Abb. 61. Längschnitt.

Es sind wenigstens zwei Arbeitsstellen nötig, da in einem Ring nicht gleichzeitig Bergleute und Maurer arbeiten können. Der Gebirgsdruck kommt hier nicht auf das Lehrgerüst und nur kurze Zeit auf die Zimmerung. Der Holzbedarf ist gering. Die Mauerung ist gut ausführbar.

Vgl. wegen der Anwendung von eisernen Firstpfählen an Stelle der Kronbalken: Handb. d. Ing.-Wissensch. a. a. O. S. 207.

3. Die österreichische Bauweise.

a) Die neuere österreichische Bauweise hat sich beim Bau des Arlbergtunnels 1880—1884 aus der englischen Bauweise herausgebildet (vgl. Abb. 48, S. 402, Bauplan des Karawanken-Tunnels). Auch sie sieht den ringförmigen Abbau des ganzen Tunnelquerschnitts im First beginnend vor. Der Angriff geschieht vom Sohlstollen aus.

b) Bei der älteren österreichischen Bauweise erfolgt der Ausbruch vom Sohlstollen ausgehend nicht in Ringen, sondern absatzweise in Richtung der Längsachse

Abb. 61 bis 67. Die ältere österreichische Bauweise (Schwelmer Tunnel mit Zentralstrebenzimmerung).

Abb. 62. First- u. Sohlstollen. A—B C—D

Abb. 63. Oberer Ausbruch. E—F

Abb. 64. Erweiterung, Vollausbruch. G—H J—K

Abb. 65. Zimmerung. L—M

Abb. 66. Ausmauerung. Widerlager. Gewölbe.

Abb. 67. Ausmauerung. N—O

nach der Strossen- oder Firstschlitzbauweise (s. S. 401). Der Querschnitt wird aber wie bei der englischen Bauweise vor der Maurerarbeit vollständig freigelegt. Die Abbaustrecke bleibt hier nicht notwendig auf eine bestimmte Zonenlänge beschränkt, vielmehr können die Mauerarbeiten im Anschluß an den Abbau von einem Punkt aus an den verschiedenen Arbeitsstellen ununterbrochen aufeinander folgen. Dies wird erreicht durch eine von der Fertigstellung des Gewölbes unabhängige Unterzimmerung der Hauptträger (Sparren oder Joche) durch selbständige, nahgestellte Bockgespärre, die auf der Tunnelsohle stehen.

Die Mauerung beginnt mit dem Widerlager, das Sohlengewölbe kann zuletzt oder zuerst eingezogen werden. Die Zonenlänge beträgt 1,5 bis 9,0 m, je nach dem Gebirgsdruck bei 2 bis 5 gleichzeitig in Angriff genommenen Zonen. Daher ergibt sich die

Länge einer Arbeitsstelle zu 3 bis 45 m bei schwimmendem bis festem Gebirge. Der Lehrbogen und das Gerüst haben den Gebirgsdruck aufzunehmen.

Die österreichische Bauweise zeigt einen großen Holzverbrauch, sie eignet sich für alle Gebirgsarten, aber namentlich für drückendes, auch schwimmendes Gebirge, hier mit Getriebezimmerung.

c) Die angewendeten Zimmerungsarten sind:

α) die sog. Zentralstrebenzimmerung — eine Jochzimmerung (vgl. Abb. 61 bis 67),

β) die österreichische Sparrenzimmerung (vgl. Abb. 50, S. 404),

γ) die Eisenrüstung nach Rziha.

α) *Die Zentralstrebenzimmerung* besteht aus den Jochen oder Kronbalken welche durch die Streben ihren Druck auf das Bockgespärre übertragen, indem ihre Fußenden über der rechten und über der linken Bocksäule (vgl. Abb. 65 u. 66 u. Handbuch a. a. O. S. 198), je in einem Punkte der Mittelschwelle oder der Brustschwelle zusammenlaufen. Die Jochzimmerung eignet sich nur für günstige Druckverhältnisse.

β) *Bei der Sparrenzimmerung* (vgl. Abb. 50) ist das vieleckige Sparrenzimmer, das Rahmenwerk, durch das Bockgespärre, den oberen und unteren Sparrenbock, die beide durch die Mittelschwelle (*m*) geteilt werden, unterstützt. Die Entfernung der Sparrenzimmer beträgt 0,9 bis 1,5 m, während man die unteren Bockgespärre weiter auseinanderrücken kann. Notwendig ist eine sorgfältige Verstrebung. Für starken Druck ist die Sparrenzimmerung am Platze.

γ) *Bei der österreichischen Bauweise mit Eisenrüstung* hat Rhiza das Lehrgerüst durch aufgesetzte eiserne beim Mauern auswechselbare Rahmen zu einer eisernen Tunnelrüstung ausgebildet[30], die eine Wiederverwendung gestattet. Diese Anordnung empfiehlt sich mit Getriebezimmerung bei starkem Druck im rolligen und schwimmenden Gebirge.

§ 11. Lehrgerüste, Lehrbogen, Mauerung und Entwässerung.

1. **Die Lehrgerüste und Lehrbogen** werden aus Holz, besser aus Eisen (vgl. Abb. 66 und 67) und zwar aus I-Trägern, 0,15 bis 0,20 m hoch, hergestellt. Das Lehrgerüst hat, abgesehen von der englischen Bauweise, den Gebirgsdruck aufzunehmen. Die Entfernung der mit einem Längsverband zu versehenden Lehrgerüste, zwischen denen ein Gespärre Platz finden muß, beträgt 0,9 bis 3,0 m. Eine dichte Lattenabdeckung ist zum Schutz des Verkehrs im Tunnel erforderlich.

2. **Die Mauerung.** Ob überhaupt und in welcher Länge eine Ausmauerung erforderlich ist, hängt von der Standfähigkeit und Beständigkeit des Gesteines (z. B. etwaigen Blähungen) und den Wasserverhältnissen ab. Je nachdem genügt ein Firstgewölbe auf natürlichem Widerlager oder mit einseitigem Widerlager, oder einer Mauerung mit beiderseitigem Widerlager mit oder ohne Sohlengewölbe. Man unterscheidet ferner Blend- oder Druckmauerwerk.

Bei günstigen Druckverhältnissen kommt für Widerlager und Gewölbe häuptiges, für die Grundmauern gewöhnliches Bruchsteinmauerwerk und Zementmörtel zur Anwendung, während in drückendem Gebirge Spitz-, Schichtsteine und Quader und Portland-Zementmörtel sich empfehlen. Unter Umständen sind auch Klinkerziegel in Ringen, Betonsteine und Stampfbeton verwendet worden, letztere besonders dort, wo natürliche geeignete Bausteine fehlen und die Baustoffe für Beton vorhanden sind. Für Wasserzudrang erscheint Stampfbeton nicht geeignet.

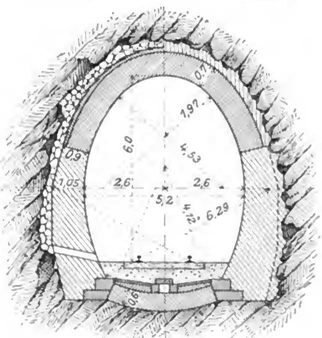
---

[30] Vgl. »Handb. d. Ing.-Wissensch.« a. a. O., Der Tunnelbau, 1902, S. 200.

Das Grundmauerwerk und die Widerlager werden immer, das Gewölbe meist an das Gebirge angemauert (vgl. Abb. 68 rechts).

Oft wird das Gewölbe aber auch abgedeckt, in Abb. 68 links z. B. mit Wellblech, und hinterpackt. Letzteres empfiehlt sich bei starkem Druck nicht, weil die nachgiebige Hinterpackung eher eine Formänderung des Gewölbes zuläßt. Dagegen gestattet die Ausführung des Gewölbes mit Hinterpackung ein gleichmäßiges Setzen des Gewölbes.

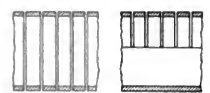
Abb. 68. Tunnelmauerwerk
mit Hinterpackung mit Ausmauerung.



Letzteres wird berücksichtigt, indem man dem Lehrgerüst eine Überhöhung im Scheitel von 15 bis 30 cm und eine Verbreiterung am Kämpfer von 10 bis 15 cm auf jeder Seite gibt.

Bei der Ausführung des Mauerwerks ist zu berücksichtigen, daß der Gebirgsdruck schon auf das ungeschlossene Gewölbe kommt und von diesem auf das Lehrgerüst übertragen wird. Aus diesem Grunde ist das Gewölbe vor Verschiebungen zu schützen und vor dem Schluß zu verspannen. Der Gewölbeschluß bleibt beim Fortschreiten der Mauerung zurück. Die etwaige Verpackung kommt sogleich hinter das fertige Mauerwerk. Der Gewölbeschlußstein wird nicht von oben, sondern von der Seite eingesetzt. Stoßen zwei Ringe gegeneinander, so wird für die Schlußsteine oberhalb ein Raum ausgespart und sie in denselben hinabgelassen (Kunstschluß). Die Ausrüstung geschieht mittels Keilen oder Schrauben.

Abb. 69 u. 70. Ausführung des Mauerwerks in Ringen.



Die Gewölbestärken der einzelnen stumpf gestoßenen 3 bis 5 auch 10 bis 15 m langen Ringe (vgl. Abb. 69) werden dem wechselnden Gebirgsdrucke angepaßt (vgl. S. 388), das Widerlager aber meist durchgehend ausgeführt (Abb. 70). Die Ringausführung, die im Tunnelbaubetrieb schon begründet ist, hat noch den Vorteil, daß ein stärkerer Gebirgsdruck nur auf einen oder einzelne Ringe kommt. Die Gewölbstärken bewegen sich zwischen 0,30 und 1,0 m. In Druckstrecken kommen auch größere Stärken vor, so im Simplon bis 1,67 m und beim Bukovotunnel der österreichischen Staatsbahn auf der Wocheiner Linie bis 1,20 m, beim Karawankentunnel bis 1,30 m. Die Widerlagerstärken gehen bis etwa 2,80 m.

Für den Bau des Karawankentunnels sind 1902 neun verschiedene Querschnitte (Typen) aufgestellt.

Tabelle I. Für die Ausführung des Karawankentunnels von den österreichischen Staatsbahnen festgesetzte Tunnelquerschnitte.

	Querschnittsart	Stärke des Gewölbes G	Stärke des Widerlagers W	Stärke des Sohlgewölbes sg	Gewölbe (Mauerwerk aus)	Sohlgewölbe (Mauerwerk aus)	Widerlager (Mauerwerk aus)
1	Betonverkleidung	0,30	0,30	—	Bruchstein	Bruchstein	Bruchstein
2	Leichter Druck	0,50	0,80	—	Bruchstein	Bruchstein	Bruchstein
3	» »	0,65	0,95	—	Bruchstein	Bruchstein	Bruchstein
4	» »	0,65	0,95	0,50	Bruchstein	Bruchstein	Bruchstein
5	Schwerer Druck	0,80	1,10	—	Bruchstein	Bruchstein	Bruchstein
6	» »	0,80	1,10	0,65	Bruchstein	Bruchstein	Bruchstein
7	» »	0,95	1,25	0,80	Bruchstein	Bruchstein	Bruchstein
8	» »	1,10	1,40	0,80	Bruchstein	Bruchstein	Bruchstein
9	Sehr schwerer Druck	0,90	1,35	0,80	Quader	Quader	Bruchstein
10	» » »	1,00	1,50	0,80	Quader	Quader	Bruchstein
11	» » »	1,15	1,75	0,80	Quader	Quader	Bruchstein
12	» » »	1,15	1,60	0,90	Quader	Quader	Quader
13	» » »	1,30	2,00	1,00	Quader	Quader	Bruchstein
14	» » »	1,30	1,80	1,00	Quader	Quader	Quader

RZIHA[31]) gibt in folgender Zusammenstellung für verschiedene Abmessungen des Tunnels die Größen der Querschnittsflächen des Ausbruchs und des Mauerwerks. Da die RZIHAschen Kegelquerschnitte nur 10 cm statt 20 cm Spielraum gegen die Umgrenzung des lichten Raumes voraussetzen, so sind die Flächen etwas zu klein.

Tabelle II. Zusammenstellung der Abmessungen und Flächen des deutschen Tunnelquerschnitts nach Rziha[31]).

	Abmessungen und Flächen	Eingleisiger Querschnitt ohne Sohlengewölbe	Eingleisiger Querschnitt mit Sohlengewölbe	Zweigleisiger Querschnitt ohne Sohlengewölbe	Zweigleisiger Querschnitt mit Sohlengewölbe
1.	Lichte Höhe über S. U. . . . m	5,78	5,78	6,23	6,23
2.	Lichte größte Weite . . . . m	5,00	5,00	8,20	8,20
3.	Weite in Schienenoberkante . . . m	4,52	4,52	7,92	7,92
4.	Gesamter lichter Querschnitt über u. unter Schienenoberkante . . . m	26,1	27,05	47,2	50,9
5.	Gewölbestärke im Scheitel . . . m	0,50—1,00	0,50—1,00	0,50—1,00	0,50—1,00
6.	Sohlengewölbestärke . . . . m	—	0,40—0,90	—	0,40—0,90
7.	Querschnittsfläche des nassen Mauerwerks . . . . qm	8,6—17,8	12,7—23,6	10,0—20,8	16,0—30,2
8.	Querschnittsfläche des Ausbruches . qm	35,3—44,6	41—52	58,7—69,5	68,3—82,7

3. **Die Entwässerung** erfolgt bei Anmauerung des Mauerwerks an das Gebirge durch in Abständen von 1—2,0 m herzustellende Schlitze in Kämpferhöhe oder in Schienen-

[31]) F. RZIHA, Lehrbuch der gesamten Tunnelbaukunst, Berlin 1872, II. Bd., S. 555.

höhe nach dem nicht zu klein zu bemessenden Kanal nach dem Innern des Tunnels. Der Sohlenkanal wird in der Mitte des Tunnels zwischen den Gleisen oder bei eingleisigen Tunnels, bei denen nicht auf ein Sohlengewölbe gerechnet werden muß, auf der einen Seite angeordnet; doch kann man auch durch eine einseitige Anordnung des Sohlengewölbes den Kanal auf der Seite ausführen[32]. Der Sohlenkanal wird wie ein gewölbter oder Plattendurchlaß hergestellt, nur daß die Wasserzuführung unterhalb der Decke durch Schlitze in den Widerlagern erfolgt. Auch durchbrochene gußeiserne gewölbte Abdeckungen oder Zementrohre kommen zur Anwendung[33]. Die Tunnelsohle erhält eine Betonabgleichung mit einem Quergefälle von 2—3 %. Das Längsgefälle des Kanals ist 1—2 ‰ zu nehmen. Der Sohlenkanal ist am Mundloch in die Einschnittsgräben überzuführen. Auf stark nassen Strecken ist auf den österreichischen Staatsbahnen auch eine Wellblechabdeckung zur Ausführung gekommen (vgl. Abb. 68 links, S. 408). Eine Abdeckung mit Dachpappe hat sich nicht bewährt. Eine etwa nötig werdende Dichtung des fertigen Mauerwerks sucht man durch Einspritzen von flüssigem Zement zu erreichen.

Abb. 71 u. 72. Anordnung der Tunnelnische.
Abb. 71. Bei zweigleisigem Tunnel.

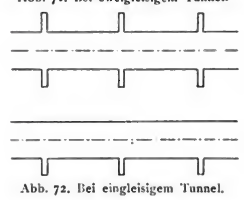


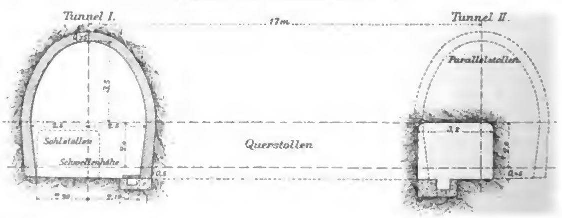
Abb. 72. Bei eingleisigem Tunnel.

4. Nischen und Kammern. Nischen dienen als Zufluchtsstelle für die Betriebsarbeiter und als Aufbewahrungsort für Geräte.

Sie werden in zweigleisige Tunnel auf beiden Seiten (vgl. Abb. 71), bei eingleisigem nur auf einer Seite (vgl. Abb. 72) in Abständen von 25—100 m angeordnet. In beiden Abb. sind die Nischen verzerrt dargestellt, ihre Abmessungen betragen nach der Länge 2,0 m, ihre Höhe 2,0—2,5 m, ihre Tiefe 1,0—1,5 m. Kammern werden bei größern Tunnels in Entfernungen von 1 km angeordnet. Sie erhalten eine Länge von 4,0 m, eine Tiefe von 8,0—9,0 m bei einer Höhe von 2,5 m.

5. Die Tunneltore haben den Gebirgsdruck in der Richtung der Tunnelachse aufzunehmen und einen architektonischen Abschluß zu bilden. Man schließt daran Stütz- und Futtermauern. Das Wasser ist oberhalb des Tores abzufangen und seitlich abzuleiten.

Abb. 73. Querschnitt des Simplontunnels[32]. M. 1 : 200.



[32] Vgl. »Handb. d. Ing.-Wissensch.« I. Bd., 5. Abt. Der Tunnelbau, bearb. von Mackensen, 3. Aufl. 1902, Taf. IX, Fig. 22 u. 23.

[33] Vgl. Schoen, Der Tunnelbau, Wien 1874. S. 219 mit Abb. auf den Tafeln XI, XIV, XVII, XX und »Handb. d. Ing.-Wissensch.« a. a. O., Tunnelbau 1902, S. 350.

Zuweilen ist auch eine Tunnelverlängerung oder die Ausführung einer Schutzgalerie wie bei steilen Berglehnen gegen Steinstürze am Platze. Die Ausbildung der Tunneltore soll möglichst einfach und der Umgebung sowie der Bedeutung des Bauwerkes entsprechend gehalten werden.

§ 12. Lüftung, Wasserhaltung und Beleuchtung.

1. **Die Lüftung** erfolgt auf künstlichem Wege beim Bau längerer Tunnels durch Absaugen mittels Wetteröfen, bei sehr langen Tunnels sowohl während des Baues als des Betriebes, durch Einblasen von Druckluft durch eine Rohrleitung oder wie bei dem zunächst eingleisig 1898—1906 ausgeführten Simplontunnel durch einen besonderen Parallelstollen II. Dieser in Abständen von 200 m durch Querstollen mit dem Stollen I verbunden sollte auch die Wasserausführung und Förderung erleichtern und dem Paralleltunnel für das 2. Gleis als Sohlstollen dienen. Sämtliche Querstollen waren mit Ausnahme der am weitesten vor Ort gelegenen durch Tore geschlossen. Vgl. Abb. 74, hier sind diese Tore in den letzten beiden Querschlägen angedeutet, jedoch hier nicht, sondern nur in den zurückliegenden Querstollen zu denken. Die Mündung des Stollens II ins Freie ist durch 2 Tore im Abstand einer Arbeiterzugslänge geschlossen, also durch eine Art Luftschleuse. Die Luft tritt in den Stollen II ein, durchströmt denselben bis zu dem geöffneten letzten Querschlag, geht durch diesen in den Stollen I und den Tunnel wieder ins Freie zurück. Zur Lüftung der hintersten etwa 200 m langen Stollenstrecken, in die die Luft nicht eintritt, dient ein Wasserstrahlgebläse bei *W* (vgl. Abb. 74), das die aus dem freien Luftstrom hier entnommene Luft in Röhren bis vor Ort treibt[35]).

Die Lufttemperatur ergab im Tunnel I auf der Nordseite 8,9 km vom Portal 25° C nach Abkühlung 18° C[36]). Es sind auch unmittelbar neben oder auch hinter dem sofort auszuführenden 2gleisigen Tunnel Lüftungs- und Entwässerungsstollen vorgeschlagen worden.

2. **Die Wasserhaltung** erfolgt entweder durch Arbeiten zur Trockenlegung des Geländes oder durch die Ableitung des Wassers mit natürlichem Gefälle durch einen Sohlengraben (Wasserrösche) oder gegen das-

Abb. 74. Stollenvortrieb und Lüftung des Simplontunnels[34]).

[34]) Abb. 74 ist nach K. Pressel, Bauarbeiten am Simplontunnel, Schweiz. Bztg. 1906, Sonderdruck, hergestellt.

[35]) Vgl. »Handb. d. Ing.-Wissensch.« a. a. O., S. 337 u. Taf. XI, Abb. 2 und Pressel, Schweiz. Bauzeitung 1906, S. 249.

[36]) Vgl. H. v. Zobeltitz, Besiegter Stein. Berlin 1902. Der Roman enthält eine anschauliche Schilderung des Simplontunnelbaues.

selbe[37]), durch Schöpfen, Handpumpen, Heber, oder besonders bei Schachtanlagen durch Dampfpumpen, Dampfstrahlpumpen oder den Pulsometer[38]).

3. **Die Beleuchtung** geschieht auch heute noch fast ausschließlich mit der Grubenlampe mit Rüböl, da die Erhaltung der Leitungen bei längeren Tunnels wenigstens bei der sich immer verschiebenden und wechselnden Arbeitsstätte schwierig sein würde[39]). Dagegen ist die elektrische Beleuchtung des 1,15 km langen, im Selbstbetrieb der ausführenden Verwaltung (der Kgl. Preuß. Eisenbahn-Direktion Frankfurt a. M.) befindlichen Milseburg-Tunnels, allerdings nicht vor Ort, bei einer eigenartigen Anordnung der Leitungen, zur Anwendung gekommen[40]). Auch beim Bau des Spreetunnels ist die Beleuchtung elektrisch ausgeführt[41]).

§ 13. Die Baukosten können für zweigleisige Tunnels überschläglich aus folgender nach Angaben von Rziha aufgestellten Tafel entnommen werden. Die Kosten eingleisiger Tunnels betragen etwa 60—70 % der Kosten zweigleisiger[42]). Bei sehr langen Tunnels erhöhen sich die Kosten um 10—50 %.

Tabelle III. Überschlägliche Baukosten zweigleisiger Tunnels für das laufende Meter nach Rziha.

		Mark
1	Tunnel durchweg zu schießen, ohne Zimmerung und Mauerung	770—1240
2	Desgl. mit leichter teilweiser Zimmerung und durchweg leichter Mauerung	1240—1440
3	Tunnels in teilweise zu schießendem Gestein mit kräftiger Bölzung und durchgehendem stärkerem Mauerwerk	1530
4	Tunnels fast ohne Sprengarbeit ausgegraben, jedoch durchgehends mit starkem Mauerwerk und teilweise mit Sohlengewölbe	1720
5	Tunnels ohne Sprengarbeit, starker Druck, vorwiegend Sohlengewölbe	1910
6	Tunnels unter schwierigen Gebirgsverhältnissen und mit durchgehendem Sohlengewölbe	2400

§ 14. Überwachungs- und Wiederherstellungsarbeiten. Das Tunnelmauerwerk, die Entwässerung und auch das Gelände über dem Tunnel sowie der Oberbau muß fortlaufend überwacht werden. Zur Überwachung der Tunnels im Innern sind Beleuchtungs-Motorwagen, so von der Kgl. Eisenbahn-Direktion Saarbrücken hergestellt worden. Zweckmäßig werden Tunnelbücher geführt, aus denen die Abmessungen des Bauwerks, die Leibungsform und auch die Art und Lagerung des Gebirges zu ersehen sein soll[43]).

Verdrückungen, welche den lichten Raum einengen, müssen durch Erneuerung der in Frage kommenden Ringe beseitigt werden, wenn nicht etwa die Ursache z. B. eines Wasserdruckes beseitigt werden kann. Eine Trockenlegung erfolgt durch Zementeinspritzung oder durch eine Abdeckung von vom Tunnelmund vorgetriebenen Stollen aus.

Über Tunnelbrüche im Bau und Betrieb vgl. »Handb. d. Ing.-Wissensch.« Der Tunnelbau, bearb. v. Mackensen, 3. Aufl. 1902, S. 300ff.

---

[37]) Vgl. K. Pressel, Bauarbeiten am Simplontunnel. Sonderdruck aus der Schweiz. Bauztg. 1906, S. 6.

[38]) Das Nähere s. im »Handb. d. Ing.-Wissensch.« a. a. O., 1902, Der Tunnelbau v. Mackensen, S. 350.

[39]) Vgl. den Presselschen Vortrag über den Simplontunnel, Glasers Annalen für Gewerbe und Bauwesen 1907, S. 235.

[40]) Vgl. Oberschulte in der Zeitschrift für Bauwesen 1892, S. 71.

[41]) Vgl. »Handb. d. Ing.-Wissensch.« a. a. O. 1902, S. 262.

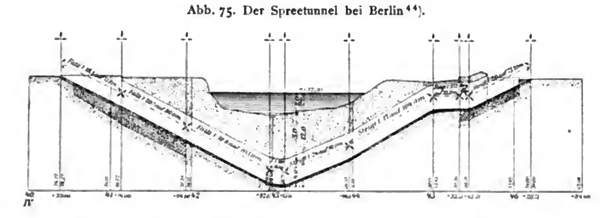
[42]) Vgl. Kalender für Eisenbahntechniker 1908: VIII. Abschn., S. 173, »Der Tunnelbau« bearb. von H. Wegele und die Zusammenstellung, »Handb. d. Ing.-Wissensch.« a. a. O., Der Tunnelbau, S. 394 und Vorarbeiten, S. 186.

[43]) S. d. Vorschriften der Preuß.-Hess. Staatsbahnen für die Überwachung und Prüfung der Tunnel v. 1. I. 1907. Cassel.

§ 15. Tunnels unter Wasser.

1. **Ausführung ohne besondere Hilfsmittel.** Es sind hier jedoch besondere Vorkehrungen für die Wasserhaltung zu treffen, da eine natürliche Entwässerung bei der

Abb. 75. Der Spreetunnel bei Berlin[44]).

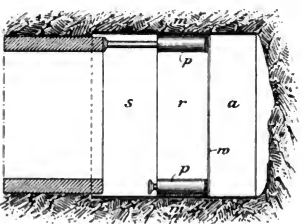


Lage der Tunnels ausgeschlossen ist und auf einen erheblichen Wasserzudrang gerechnet werden muß[45]).

2. **Die Ausführung mit Schildbau** (vgl. Abb. 76) erfunden 1823 von ISAMBERT BRUNEL und 1868 von BARLOW vereinfacht, wurde angewendet bei der zweimaligen Untertunnelung der Themse in London.

Das BARLOWsche Schild bestand aus einer einfachen kurzen eisernen Röhre *m*, die das genannte fertige Rohr auf eine Länge von nur 0,5 m, wie der Deckel einer Büchse umschloß. Mittels Pressen (später auch Schrauben), die an der inneren Leibung des Schildrohres angriffen und sich gegen das Tunnelrohr stützten, wurde das eiserne Rohr in das Gebirge vorgetrieben, wobei der Boden innerhalb des Schildrohres herausgenommen wurde. Hierauf wurde ein neuer Ring angemauert und der Vorgang des Vortriebs wiederholt.

Abb. 76. Die Schildbauweise.



Bei der einfachsten Anordnung war die Brust des Schildes offen.

In rolligem und wasserführendem Gebirge wird es erforderlich, eine Abschlußwand *w* (vgl. Abb. 76) vorzusehen, die die Arbeitskammer *a* von dem Schwanz *s* des Schildes trennt. Durch verschließbare Öffnungen in dieser Wand kann das Gebirge entfernt werden.

Bei schwimmendem Gebirge und Wasserzudrang ordnet man 2 Schilder an und setzt die Arbeitskammer unter Druckluft. Der Zutritt geschieht durch Luftschleusen wie bei der Druckluftgründung.

Der in den Jahren 1896 bis 1899 von der Gesellschaft für den Bau von Untergrundbahnen im Schwimmsand ausgeführte, 454 m lange und 3 bis 5 m unter der Flußsohle liegende Spreetunnel bei Berlin, war abgesehen von einer Hamburger Sielanlage (1899) in Deutschland das einzige Beispiel einer größeren Schildbauanwendung. Der lichte

[44]) Vgl. die Ausführung, Mevrey- und Severn-Tunnel im »Handb. d. Ing.-Wissensch.« a. a. O.: Der Tunnelbau, S. 220.

[45]) Abb. 73, 75 u. 76 sind dem »Handb. d. Ing.-Wissensch.« a. a. O. 1902, Der Tunnelbau, entnommen.

Durchmesser der kreisförmigen eisernen, innen mit Zementmörtel überzogenen Tunnelröhre beträgt 3,75 m. Eine an einem Ufer im Bogen liegende 80 m lange Strecke von der 454 m betragenden Gesamtlänge wurden in offener von Spundwänden eingeschlossener und in der Sohle mit Beton gedichteter Baugrube ausgeführt. Sämtliche Arbeitsräume waren elektrisch beleuchtet und durch Fernsprecher untereinander und mit dem obertags befindlichen Maschinenhaus verbunden.

Die Schildbauweise eignet sich für mildes, rolliges und schwimmendes Gebirge und ist dort am Platze, wo bei starkem Wasserzudrang ein Ersaufen des Tunnels zu befürchten ist oder auch die Bildung von Bodensenkungen außerhalb des Tunnels auf der Erdoberfläche, z. B. bei vorhandener Bebauung innerhalb von Städten gefährlich werden können.

3. **Bei größerer Wassertiefe** kommt neben dem Schildbau die Senkung unter Luftdruck von kurzen Kästen in Frage, die miteinander wasserdicht zu verbinden sind.

4. **Ausführung von Tagebau.** Bei flach unter dem Gelände oder unter der Sohle von Flüssen oder Seen liegenden Tunnels wird häufig die Ausführung von Tage aus in Frage kommen, wie dies bei zahlreichen städtischen Untergrundbahnen der Fall war. In trockenem Boden geschieht die Herstellung der Tunnel am einfachsten durch Überwölbung offener Einschnitte. Starker Wasserzudrang, z. B. im Grundwasser, wird bei geringerer Tiefe unter Wasser durch Schlagen von Spundwänden und Ausführung einer Betonsohle und Auspumpen abgehalten oder es wird das Grundwasser durch Brunnen gesenkt. Hier berührt sich der Tunnelbau mit dem Grundbau (vgl. Kap. VI, im II. Band dieses Lehrbuchs).

V. Kapitel.

Stütz-, Futter-, Kai- und Staumauern.

Bearbeitet von

L. von Willmann,

ord. Professor der Bau- und Ingenieur-Wissenschaften an der technischen Hochschule zu Darmstadt.

(Mit 94 Abbildungen.)

§ 1. Allgemeines und Einteilung des Stoffes. Die im Straßen- und Eisenbahnbau häufig vorkommenden Futter- und Stützmauern unterscheiden sich dadurch voneinander, daß erstere hauptsächlich zur Verkleidung von Einschnittböschungen dienen, die aus gewachsenem, nicht zu Rutschungen geneigtem Boden bestehen, während Stützmauern dem vollen Druck wenig zusammenhängenden, gewachsenen oder aufgefüllten Bodens zu widerstehen haben, demnach bedeutend stärker herzustellen sind.

Kaimauern oder Ufermauern grenzen das Ufer eines fließenden oder stehenden Gewässers ab und sind daher einerseits dem Erddruck des Ufers, andererseits dem Gegendruck des sie bespülenden, in seinem Höhenstande meist wechselnden Wassers ausgesetzt.

Staumauern (Staudämme, Talsperren) endlich bezwecken die Aufstauung des Wassers eines Tales zu einem Staubecken und müssen daher bei gefülltem Becken dem vollen einseitigen Wasserdruck widerstehen können.

Bei allen diesen hier aufgezählten und in diesem Kapitel zu besprechenden Bauten, kommen also zur Feststellung der Standfestigkeit, außer dem Eigengewicht der Mauern selbst, Seitendrücke in Frage, die bestimmt werden müssen, um durch ihre Zusammensetzung mit dem lotrecht wirkenden Mauergewicht in den einzelnen Mauerschichten diejenigen Kräfte finden zu können, denen die Mauer zu widerstehen hat und denen die Abmessungen der Mauer angepaßt werden müssen.

Als Einteilung des Stoffes ergibt sich daher zunächst die Feststellung des Wasser- und Erddruckes und seiner Wirkungsweise auf Wandflächen verschiedener Neigung und Gestalt, die Ableitung der »Mittellinie des Druckes«, oder der »Stützlinie«, in einer durch seitliche Kräfte beanspruchten Mauer und die aus ihr sich ergebende Querschnittform der letzteren, sowie endlich eine kurze Darstellung der Ausführungsweisen der genannten Mauergattungen.

A. Wasser- und Erddruck auf seitlich begrenzende Wandflächen.

§ 2. Druck einer Flüssigkeit auf eine Wandfläche. Der Druck D einer ruhenden Flüssigkeit auf ein Flächenteil f einer beliebig geneigten, sie seitlich begrenzenden Wand (s. Abb. 1) ist gleich dem Gewicht der Flüssigkeitssäule von der Grundfläche f und der Höhe t_s des Abstandes des Flächenschwerpunktes s von der Flüssigkeitsoberfläche.

Bezeichnet γ das spezifische Gewicht der Flüssigkeit, so ist also der Druck:

$$D = \gamma \cdot f \cdot t_s\,. \tag{1}$$

Die Größe dieses Druckes kann durch ein Trapez $A_1 B_1 B_2 A_2$ (s. Abb. 2) dargestellt werden, wenn die Längen $A_1 B_1 = \gamma \cdot t_1$ und $A_2 B_2 = \gamma \cdot t_2$ senkrecht zur Fläche f in den Endpunkten A_1 bzw. A_2 der Strecke l aufgetragen werden und die senkrecht zur

Abb. 1. Druck einer Flüssigkeit auf eine Wandfläche.

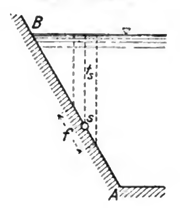
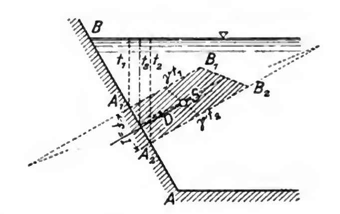


Abb. 2. Größe des Wasserdrucks.



Bildfläche gemessene Breite der Fläche f gleich 1 gesetzt wird, so daß die in der Bildfläche erscheinende Länge $l = f$ gesetzt werden kann, denn da der Inhalt des Trapezes:

$$A_1 B_1 B_2 A_2 = l \cdot \frac{\gamma \cdot t_1 + \gamma \cdot t_2}{2}\,,$$

und

$$\frac{\gamma \cdot t_1 + \gamma \cdot t_2}{2} = \gamma \cdot \frac{t_1 + t_2}{2} = \gamma \cdot t_s\,,$$

so ist auch:

$$D = \gamma \cdot f \cdot t_s = \gamma \cdot l \cdot t_s = \gamma \cdot l \cdot \frac{t_1 + t_2}{2}\,. \tag{2}$$

Der Druck D ist senkrecht zur Wandfläche gerichtet und greift im Schwerpunkt S der Druckfläche $A_1 B_1 B_2 A_2$ an. Wird für Wasser $\gamma = 1$ kg f. d. cb/dcm, $f = 1$ qcm und die Tiefe $t = 10$ m $= 1000$ cm gesetzt, so wäre:

$$D = 1000 \text{ cb/cm} = 1 \text{ cb/dcm} = 1 \text{ kg}.$$

Steht die Wandfläche lotrecht, so ändert sich nur die Richtung des Druckes, indem letztere stets senkrecht zur Wandrichtung verbleibt, nunmehr also wagerecht wirken wird. Das Trapez $A_1 B_1 B_2 A_2$ in Abb. 3 zeigt für das Stück $A_2 A_1$ der Wand die entsprechende Druckfläche, wobei $\gamma = 1$ angenommen wurde, so daß die Tiefen t_1 und t_2 unmittelbar aufgetragen werden konnten. Wird auch $f = l = 1$ angenommen und schrumpft diese Flächeneinheit zu einem Punkt zusammen, so geht das Trapez in eine Linie über, die gleich der Tiefe des Punktes unter dem Wasserspiegel ist. Beispielsweise wird für den Punkt A_1 der Wasserdruck $D_0 = t_0$. Trägt man nun für jeden Punkt des Querschnitts

der Wandfläche AB in Abb. 3 die entsprechende Tiefe auf, so erhält man durch Verbindung der Endpunkte das Dreieck ABC als »**Druckfläche**«, deren Flächeninhalt den gesamten Wasserdruck D_c auf die Wandfläche AB darstellt, der in dem in $\frac{t_c}{3}$ Höhe liegenden Schwerpunkt S_c des Dreiecks angreift. Ist t_c in Metern gegeben, so ist also bei $\gamma = 1$ Tonne f. d. Kubikmeter:

$$D_c = \frac{t_c^2}{2} \text{ Tonnen.} \tag{3}$$

Würde es sich um Meerwasser handeln, so wäre $\gamma = 1{,}03$ Tonnen f. d. Kubikmeter zu setzen.

Bei **gebrochenen** Wandflächen werden die auf die einzelnen Flächen wirkenden, nach der obigen Darstellung ermittelten Druckkräfte zusammengesetzt. Beispielweise

Abb. 3. Wasserdruck auf eine lotrechte Wand.

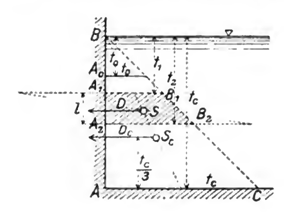
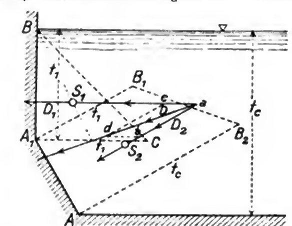


Abb. 4. Wasserdruck auf eine gebrochene Wandfläche.



entstehen in Abb. 4 die beiden Druckflächen A_1BC und $AA_1B_1B_2$, deren Flächengrößen den in den Schwerpunkten S_1 bzw. S_2 angreifenden Druckkräften D_1 bzw. D_2 entsprechen. Ihr Schnittpunkt a ergibt den Angriffspunkt des Gesamtdrucks D, der als Mittelkraft aus dem Kräfteparallelogramm $abde$ zu: $D = \overline{ad}$ zu ermitteln ist.

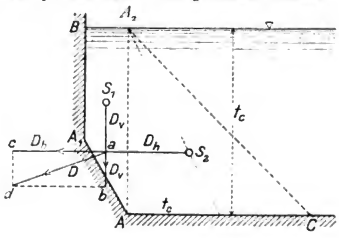
Eine andere Lösung zeigt Abb. 5, in welcher der wagerecht auf die Gesamtprojektion der Wandfläche wirkende Druck D_h mit einem über der gebrochenen Fläche lotrecht wirkenden Druck D_v zum Gesamtdruck:

$$D = \sqrt{D_h^2 + D_v^2} \tag{4}$$

zusammengesetzt wird. Hier entstehen die beiden Druckflächen AA_2C und AA_1BA_2, von denen die erstere als Dreieckfläche den wagerecht im Schwerpunkt S_2 angreifenden Druck D_h, die letztere als Trapezfläche den lotrecht im Schwerpunkt S_1 angreifenden Druck D_v darstellt. Der Angriffspunkt der Mittelkraft D ist wieder der Schnittpunkt a der beiden Kräfte. Wie ein Vergleich der Abb. 4 u. 5 zeigt, ist das Ergebnis das gleiche.



Abb. 5. Wasserdruck auf eine gebrochene Wandfläche.

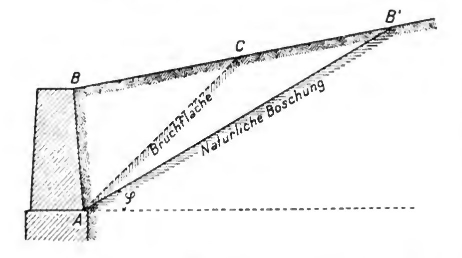


Bei **gekrümmten** Mauerflächen kann die Krümmung im Querschnitt durch ein Vieleck ersetzt werden, so daß eine gebrochene Mauerfläche entsteht, deren Behandlung auf das soeben beschriebene Verfahren zurückzuführen ist.

§ 3. Allgemeines über den Erddruck und die Bestimmung seiner Größe. Wäre die hinter einer Stützmauer angeschüttete Erdmasse in flüssigem oder halbflüssigem Zustande z. B. mehr oder weniger flüssiger Schlamm, so würden die gleichen Berechnungen wie im § 2 angestellt werden können, um den Seitenschub auf die Mauer zu finden, wobei das spezifische Gewicht γ der schlammigen Erde zu berücksichtigen wäre.

Ist die Erde dagegen als angeschüttete trockene Erde, also als eine lockere Masse von geringerer Kohäsion anzusehen, so kann man nach der älteren, für praktische Zwecke genügend genauen, Theorie [1]) annehmen, daß bei etwaigem Nachgeben der Stützmauer sich ein Erdprisma loslöst und, auf einer Bruchfläche abrutschend, auf die stützende Mauer einen Seitendruck oder Schub ausübt, der, unter Berücksichtigung der Reibungswiderstände von Erde auf Erde und Erde auf Mauerwerk durch entsprechende Zerlegung des Erdprismengewichtes bestimmt werden kann. Hierbei wird von der Kohäsion zwischen dem abrutschenden und stehenbleibenden Erdkörper abzusehen sein, weil Kohäsion und Reibung nicht gleichzeitig zur Wirkung kommen können, vielmehr letztere erst eintritt, wenn die erstere überwunden ist. Es entspricht also die Vernachlässigung der Kohäsion einer ungünstigeren Beanspruchung der Stützmauer, die anzunehmen gerechtfertigt erscheint, zumal sie bei frisch aufgeschütteter oder gänzlich durchfeuchteter Erde tatsächlich auftritt.

Abb. 6. Bruchfläche und natürliche Erdböschung.



Solange keine stützende Mauer vorhanden ist, wird aufgeschüttete kohäsionslose Erde sich in einer Böschung anschütten lassen, die dem Reibungswinkel φ der betreffenden Erdart, oder der sog. »natürlichen Böschung« entspricht (vgl. Kap. I, § 3 unter 3, c, S. 11). Jede weitere Schüttmasse derselben Erdart wird, wenn keine Kohäsion vorhanden ist auf dieser »natürlichen Böschung« AB' (s. Abb. 6) abrutschen.

Wird dagegen eine Stützwand AB der ferner aufzuschüttenden Erdmasse entgegengestellt, um das Abgleiten des Erdprismas ABB' zu verhüten, so wird bei etwaigem Nachgeben der Mauer die Bruchfläche nicht mehr mit der natürlichen Böschung AB' zusammenfallen, sondern beispielsweise die Lage AC in Abb. 6 annehmen und im allgemeinen keine ebene, sondern eine schwach gekrümmte oder unregelmäßige Fläche sein, deren genaue Form unmöglich bestimmt werden kann.

Nimmt man nun mit einer für die Praxis genügenden Genauigkeit an, daß diese Bruchfläche eine Ebene sei, so wird das Erdprisma von der Grundfläche ABC bei nachgebender Mauer auf der Bruchfläche AC abrutschen und als Keil zwischen dieser Rutschfläche und der Mauerwand wirken. Es wird sich also sein im Schwerpunkt S der Prismengrundfläche angreifendes Gewicht G (s. Abb. 7) in zwei Kräfte E und P zerlegen lassen, die unter den Reibungswinkeln φ_1 (Erde auf Mauerwerk) und φ (Erde auf Erde) zu den Senkrechten der Fläche AB, bzw. AC wirken werden.

[1]) Über die verschiedenen Theorien vgl. L. v. Willmann, »Erddruck« in Luegers »Lexikon der gesamten Technik«, 2. Aufl., III. Bd., S. 476 und E. Häseler, »Stütz- und Futtermauern« im »Handbuch d. Ing.-Wissensch.«, I. Teil, 2. Bd., 4. Aufl., Kap. III, S. 294.

In den Abb. 7 u. 7a ist die zeichnerische Zerlegung des Gewichtes G des Erdprismas vorgenommen.

Wird das Gewicht der Erdart zu γ kg für 1 cbm und die Länge des Erdprismas senkrecht zur Bildfläche = 1 angenommen, so ist:

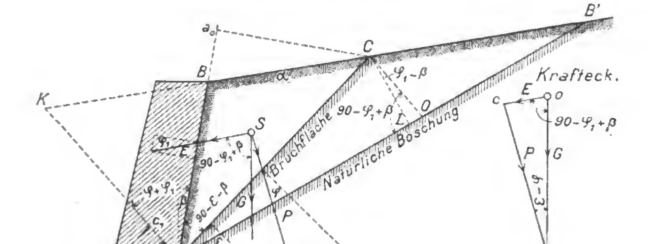
$$G = \triangle ABC \cdot 1 \cdot \gamma. \tag{5}$$

Da das Gewicht G zur Dreiecksfläche ABC proportional ist, so ist es auch zur Linie Ca_c proportional, wenn diese Linie als Höhe des Dreiecks ABC mit der Grundlinie AB' angesehen wird, so daß:

$$G = Ca_c \left(\tfrac{1}{2}\,\overline{AB'} \cdot 1 \cdot \gamma\right). \tag{6}$$

Es kann also die Strecke Ca_c im Krafteck (s. Abb. 7a), unmittelbar das Gewicht G darstellend, von o nach a aufgetragen werden, nur muß, ebenso wie bei den im Kräfteplan

Abb. 7. Zerlegung des Erdprismengewichtes.



für E und P erhaltenen Kraftstrecken, die im Maßstab der Zeichnung gemessene Länge mit der Größe $\frac{1}{2}\,\overline{AB'} \cdot 1 \cdot \gamma$ multipliziert werden, um das Gewicht, bzw. die Kräfte selbst zu erhalten.

Durch Zerlegung von G in die Richtung von E und P erhält man also im Kräfteplan der Abb. 7a die Größe und Richtung des Erddrucks E für die in der Abb. 7 angenommene Lage der Bruchfuge AC. Mit der Änderung der Lage der Bruchfuge wird sich zwar nicht die Richtung, wohl aber die Größe des Erddrucks E ändern und nun frägt es sich: welcher Lage der Bruchfuge entspricht der größte Erddruck, oder: wie erhält man dasjenige Erdprisma, das den größten Erddruck auf die gegebene Mauerwand hervorruft, d. h. das sog. »Erdprisma des größten Druckes«?

Sehr anschaulich läßt sich die Beantwortung dieser Frage durch folgende Betrachtung finden.

Zieht man in Abb. 7 die Linie CO unter dem Winkel $(90 - \varphi_1 + \beta)$ zu AB', d. h. zur Lage der natürlichen Böschung und betrachtet die Abb. 7 im Zusammenhang mit der Abb. 7a des Kräfteplans, so erkennt man das $\triangle ACO \sim \triangle aco$ des Kräfteplans, denn $\measuredangle OAC = \measuredangle oac = \varepsilon - \varphi$ und $\measuredangle AOC = \measuredangle aoc = 90 - \varphi_1 + \beta$. Bringt man

nun das Kräftedreieck der Abb. 7a in die Abb. 7 und zwar in eine solche Lage, daß oa mit Aa'_c und oc mit Ac_1 zusammenfallen, so schließt die Gerade AK, auf der sich der Punkt c_1 befindet, mit der Wandfläche den Winkel $\varphi_1 + \varphi$ ein, denn:

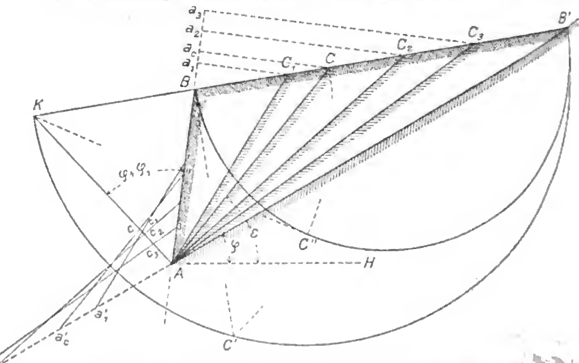
$$\measuredangle KAB = \measuredangle a'_c AH - BAH - a'_1 AK$$

oder: $$\measuredangle KAB = 180 + \varphi - (90 - \beta) - (90 + \varphi_1 + \beta) = \varphi + \varphi_1$$

und es wird $$Ac_1 \parallel OC \quad \text{und} \quad a'_1 c_1 \parallel AC.$$

Bei dieser Lage des Kräfteplans braucht man nur das Gewicht $G (= Ca_c)$ auf die nach unten verlängerte natürliche Böschungslinie AB' aufzutragen und vom Endpunkt a'_c eine Parallele zu der angenommenen Bruchfuge AC zu ziehen, um auf der Geraden

Abb. 8. Ermittelung der Bruchfläche und der Größe des Erddrucks.



AK die Größe des zugehörigen Erddrucks E abgeschnitten zu erhalten. Diejenige Bruchfuge AC, deren Lage bei diesem Verfahren den größten Abschnitt auf AK ergibt, wird offenbar dem gesuchten Erdprisma des größten Druckes entsprechen, wie dies die Abb. 8 veranschaulicht, in welcher zur Vergleichung mehrere Lagen der Bruchfuge AC_1, AC_2 . . . angenommen wurden, denen die Abschnitte Ac_1, Ac_2 . . . auf der Linie AK als Erddruckgrößen E_1, E_2 . . . entsprechen und Ac den Größtwert von E darstellt, so daß:

$$E = \gamma \cdot 1 \cdot \frac{Ac\, AB}{2}. \qquad (7)$$

Um zu diesem Größtwert von E und zu der ihm entsprechenden Bruchfuge AC des Erdprismas vom größten Druck zu gelangen, beachte man, daß die bis zu den Schnittpunkten 1, 2 . . . verlängerten zu AC_1, AC_2 . . . parallelen Linien $a'_1\,1$, $a'_2\,2$ . . . als Tangenten einer Parabel 2. Ordnung angesehen werden können, deren Achse parallel zur oberen Begrenzungslinie KB' liegt und daß diejenige Tangente $a'_c o$ dieser Parabel, deren Berührungspunkt c auf AK liegt, den größten Wert Ac des Erddrucks E auf AK abschneidet und gleichzeitig die Lage AC der gesuchten Bruchfuge ergibt.

Man kann also, wie in Abb. 8, nach Annahme einiger Lagen AC_1, AC_2 . . . der Bruchfugen und Zeichnung der diesen zugehörigen Parabeltangenten $a'_1\,1$, $a'_2\,2$ . . . die

Parabel selbst zeichnen und ihren Schnittpunkt mit AK bestimmen, um damit angenähert die Lage der Tangente $a'_c o$ und die Lage der Bruchfuge AC zu erhalten.

Es läßt sich aber aus den Eigenschaften der Parabel auch die Beziehung:

$$\overline{KC}^2 = \overline{KB'} \cdot \overline{KB} \tag{8}$$

ableiten [2]), die durch die einfachen, in Abb. 8 ausgeführten Konstruktionen der mittleren Proportionalen zu den Strecken KB' und KB zur unmittelbaren Bestimmung des Schnittpunktes C der oberen Begrenzungslinie BB' mit der gesuchten Bruchfuge AC, und damit zur Festlegung der letzteren führt. Man braucht bloß über KB' einen Halbkreis zu schlagen, in B die Senkrechte zu KB' zu errichten und von K aus den Schnittpunkt C' nach C herabzuschlagen; oder man zieht von K aus die Tangente an den

Abb. 9. Zweite Art der Ermittelung der Bruchfläche und der Größe des Erddrucks.

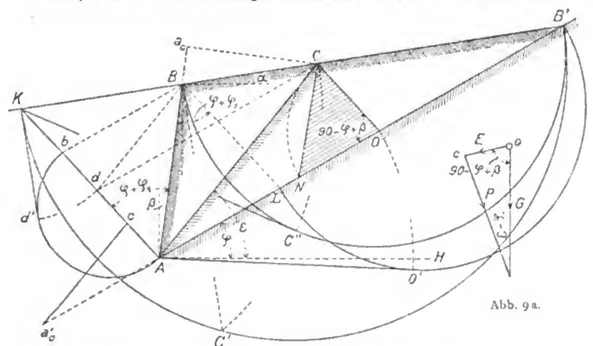


Abb. 9a.

über BB' geschlagenen Kreisbogen und schlägt von K aus die Länge der Tangente KC'' nach C auf KB' nieder.

Die in Gl. 7 gegebene Beziehung läßt sich auch auf andere Weise ableiten [3]).

Haben in Abb. 8 die Bezeichnungen dieselbe Bedeutung wie seither, so ergibt sich für das Verhältnis des Erddrucks E zum Gewicht G des abrutschenden Erdprismas:

$$\frac{E}{G} = \frac{CO}{AO} \text{ also } E = G \cdot \frac{CO}{AO}.$$

Nach Gleichung 6 ist:

$$G = \gamma \cdot \frac{Ca_c \cdot AB}{2} = \gamma \frac{AB \cdot BC \sin(90 - \alpha - \beta)}{2},$$

also:

$$E = \gamma \cdot \frac{AB \cdot CO \cdot BC \cdot \sin(90 - \alpha - \beta)}{2\,AO}. \tag{9}$$

Ändert sich die Lage der Bruchfläche, so bleiben γ, AB und die Winkel α und β unverändert, während sich CO, BC und AO ändern. Das Verhältnis $\frac{CO}{AO}$ läßt sich noch anders ausdrücken.

[2]) Vgl. WITTMANN, Geometrische Erddrucktheorie, Zeitschr. f. Bauk. 1878, S. 58.

[3]) Vgl. (RITTER-)MORSCH, LUEGERS »Lexikon d. ges. Technik«, III. Bd., 2. Aufl., S. 478.

Nach Abb. 9 verhalten sich:

$$CO : KA = CB' : KB'$$
$$AO : KC = AB' : KB',$$

durch Division erhält man:

$$\frac{CO \cdot KC}{AO \cdot KA} = \frac{CB' \cdot KB'}{AB' \cdot KB'}$$

oder:

$$\frac{CO}{AO} = \frac{CB' \cdot KA}{AB' \cdot KC};$$

eingesetzt ergibt:

$$E = \gamma \cdot \frac{\overline{AB} \cdot \overline{KA} \cdot CB' \cdot BC \cdot \sin(90 - \alpha - \beta)}{2\,\overline{AB'} \cdot \overline{KC}}. \tag{9a}$$

In diesem Ausdruck sind als veränderliche Größen CB', BC und KC enthalten und es wird E seinen größten Wert erreichen, sobald $\frac{CB' \cdot BC}{KC}$ zum Größtwert wird.

Setzt man $KC = z$, so ist $CB' = KB' - z$ und $BC = z - KB$. Setzt man ein und bildet den Differentialquotienten, so ist:

$$\frac{\partial \dfrac{(KB' - z)(z - KB)}{z}}{\partial z} = \frac{z\,(KB' - 2z - KB) - (KB' \cdot z - z^2 - KB \cdot KB' - zKB)}{z^2} = 0$$

oder

$$-z^2 + KB \cdot KB' = 0.$$

Da das zweite Differential negativ wird, entspricht diesem Wert von z bzw. von KC ein Größtwert des obigen Ausdrucks $\frac{CB' \cdot BC}{KC}$ und man erhält demnach die zeichnerisch einfach darzustellende Beziehung:

$$z^2 = KC^2 = KB' \cdot KB, \tag{8a}$$

die mit der Gleichung 8 übereinstimmt und die in Abb. 9 in gleicher Weise wie in Abb. 8 zur Bestimmung der Bruchfuge AC benutzt wurde.

Zieht man in Abb. 9 $BL \parallel CO$, so bestehen die Verhältnisse:

$$AO : AL = KC : KB$$

und

$$AB' : AO = KB' : KC$$

da aber nach Gl. 8 bzw. Gl. 8a: $KC : KB = KB' : KC$

so ist auch:

$$AO : AL = AB' : AO$$

d. h.

$$\overline{AO}^2 = AL \cdot AB'. \tag{10}$$

Es kann also der Punkt C auch dadurch gefunden werden, daß man, wie in Abb. 9 ausgeführt, AO als mittlere Proportionale zu AL und AB' ermittelt und vom Punkte O eine Parallele zu AK bzw. zu LB zieht.

Zwei weitere von REBHANN[4]) abgeleitete Sätze ermöglichen eine rasche Bestimmung der Lage der Bruchfuge AC und der Größe des Erddrucks.

---

[4]) REBHANN, Theorie des Erddrucks und der Futtermauern. Wien 1871. Vgl. auch F. LOEWE, »Straßenbaukunde«, 2. Aufl., Wiesbaden 1906, S. 255 und E. HAESELER, »Stütz- und Futtermauern« im »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, I. Teil, 2. Bd., 4. Aufl., Kap. III, S. 297.

Haben in Abb. 9 die Bezeichnungen die seitherige Bedeutung, so wird:

1. das Flächenstück $ABCOA$ durch die Bruchfuge des Erdprismas vom größten Druck in zwei gleiche Teile ABC und ACO zerlegt,
2. der Erddruck durch ein Erdprisma dargestellt, dessen Höhe gleich 1 und dessen Grundfläche gleich $\triangle CON$, wenn von O aus der Punkt C, mit OC als Halbmesser nach N herabgeschlagen wird.

Die Richtigkeit des ersten Satzes ergibt sich aus Abb. 9; wenn $Bd \parallel CA$ gezogen wird, dann verhält sich:

$$KA : Kd = KC : KB.$$

Es war aber:
$$Kd : KB = KB' : KC$$

also auch:
$$KA : Kd = KB' : KC,$$

folglich ist $Cd \parallel AB'$, somit $\triangle AdC$ flächengleich mit $\triangle ABC$, da aber $\triangle AdC$ flächengleich $\triangle ACO$, so ist auch $\triangle ABC$ flächengleich $\triangle ACO$.

Zieht man $Bb \parallel AO$, so ergibt sich ferner:

$$Kd : KA = KB : KC$$

und:
$$Kb : Kd = KB : KC,$$

also auch:
$$Kd : KA = Kb : Kd,$$

somit:
$$Kd^2 = KA \cdot Kb. \tag{11}$$

Demnach kann ferner der Punkt C, also auch die Bruchfuge AC, gefunden werden, indem man $Bb \parallel AB'$ zieht und Kd als mittlere Proportionale zu Kb und KA bestimmt, dann ergibt die Verbindungslinie Bd die Richtung der Bruchfuge AC, oder es kann $dC \parallel AB'$ gezogen werden, wodurch sich der Schnittpunkt C findet.

Der zweite Satz wird durch folgende Gleichungen bestätigt:

Es war:

$$E = G \frac{\overline{CO}}{\overline{AO}} = \gamma \cdot 1 \cdot \frac{\triangle \overline{ABC} \cdot \overline{CO}}{\overline{AO}} = \gamma \cdot 1 \cdot \frac{\triangle ACO \cdot CO}{AO},$$

da
$$\triangle ACO = \frac{AO \cdot CO \cdot \sin(90 - \varphi_1 + \beta)}{2}$$

so ist:

$$E = \gamma \cdot 1 \cdot \frac{AO \cdot \overline{CO}^2 \cdot \sin(90 - \varphi_1 + \beta)}{2AO} = \gamma \cdot 1 \cdot \frac{\overline{CO}^2 \cdot \sin(90 - \varphi_1 + \beta)}{2}, \tag{12}$$

da ferner $CO = NO$, so ist auch:

$$E = \gamma \cdot 1 \cdot \frac{NO \cdot CO \cdot \sin(90 - \varphi_1 + \beta)}{2}. \tag{12a}$$

Demnach stellt das schraffierte Dreieck in Abb. 10 den Erddruck in Gestalt der Grundfläche eines Prismas von der Höhe 1 dar. Von Einfluß auf die Größe dieses Erddrucks kann, wie die Paragraphen 6 u. 7 zeigen werden, sowohl die Lage und Gestaltung der Wandfläche als auch die Gestaltung und Belastung der Erdoberfläche sein.

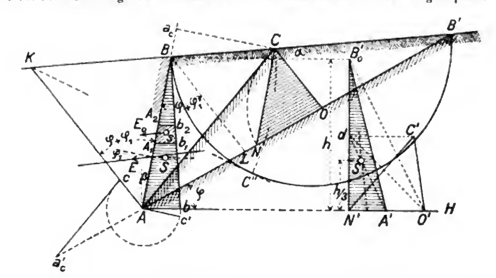
§ 4. Verteilung des Erddrucks über die Wandfläche und sein Angriffspunkt in dieser. Die Verteilung des Erddrucks hängt von der Oberflächenbeschaffenheit des abrutschenden Erdprismas ab.

1. **Die Erdoberfläche ist eben** (s. Abb. 9). Im vorigen Paragraphen wurde die Größe des Erddrucks mit Hilfe des Erdprismas vom größten Druck in Gl. 7 bestimmt zu:

$$E = \gamma \cdot 1 \cdot \frac{Ac \cdot AB}{2}.$$

Trägt man in Abb. 10 auf eine im Punkt A zur Mauerfläche AB errichtete Senkrechte die nach dem Früheren (s. S. 421) bestimmte Größe Ac nach A'_c auf, so stellt das Dreieck ABc' den Erddruck dar. Verwandelt man durch Ziehen von $c'b \parallel AB$ dieses Dreieck ABc' in das mit ihm flächengleiche Dreieck ABb, so ergibt dieses die Verteilung des Erddrucks in wagerechter Richtung über die Wandfläche und ist in gleicher Weise wie dies im § 2 für den Wasserdruck auseinandergesetzt wurde, als Druckfläche anzusehen, mit deren Hilfe man imstande ist, für jeden beliebigen Flächenteil der Wandfläche den auf

Abb. 10. Verteilung des Erddrucks über die Wandfläche und sein Angriffspunkt.



ihn ausgeübten Druck zu bestimmen, wie es der schräg schraffierte Flächenstreifen $A_1 A_2 b_2 b_1$ verdeutlicht. Dieser Flächenstreifen der Druckfläche entsteht einfach als Unterschied zwischen dem auf die Mauerfläche $A_1 B$ wirkenden Erddruck $A_1 B b_1$ und dem auf der darüberliegenden Mauerfläche $A_2 B$ lastenden Erddruck $A_2 B b_2$, so daß $A_1 A_2 b_2 b_1$ den Erddruck E_0 auf die Mauerfläche $A_1 A_2$ darstellt. Die Höhenlage des Schwerpunktes des Trapezes $A_1 A_2 b_2 b_1$ ergibt die Höhenlage des Angriffspunktes von E_0.

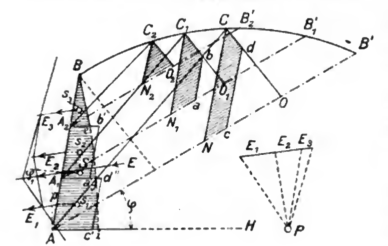
Andererseits war der Erddruck nach Gleichung 12a bestimmt durch:

$$E = \gamma \cdot 1 \cdot \frac{NO \cdot CO \cdot \sin(90 - \varphi_1 + \beta)}{2} = \gamma \cdot 1 \triangle CON.$$

Trägt man nun (s. Abb. 10) das den Erddruck darstellende Dreieck CON nach $C'O'N'$ auf die wagerechte Linie AH, errichtet in N' eine Lotrechte von der Höhe h der Stützmauer und verwandelt $\triangle O'C'N'$ zuerst in das ihm flächengleiche $\triangle N'dO'$ und dieses wiederum in das flächengleiche $\triangle N'B'_0A'$, so stellt auch dieses Dreieck die Verteilung des Erddrucks über die Wandfläche dar und ist flächengleich mit dem $\triangle ABb$.

Man erhält also auf die eine oder andere Weise, solange die Erdoberfläche eben gestaltet ist, als Druckfläche ein die Verteilung des Erddrucks auf die Wandfläche darstellendes Dreieck, dessen Schwerpunkt S in der Höhenlage des Angriffspunktes des Erddrucks E liegt.

Abb. 11. Erddruck bei beliebig gekrümmter Erdoberfläche.



2. Die Erdoberfläche ist beliebig gekrümmt. In diesem Fall wird man angenähert vorgehen müssen, um die Druckfläche und damit den Angriffspunkt des Erddrucks zu erhalten, indem man die Wandfläche in eine Anzahl gleicher Teile (s. Abb. 11) AA_1, A_1A_2 und A_2B teilt und für jeden dieser Teile nach dem S. 423 angegebenen Verfahren den Erddruck E_1, E_2 und E_3 bestimmt. Je mehr Teile man dabei für die Wandfläche annimmt, um so genauer wird die Bestimmung der Druckfläche.

Im vorliegenden Fall ist der Erddruck (s. Abb. 11) auf die Mauerfläche AA_1 gleich dem Unterschiede zwischen dem Erddruck auf die ganze Mauerfläche ($= \triangle\, C\,O\,N$) und demjenigen auf die Wandfläche A_1B ($= \triangle\, C_1\,O_1\,N_1$), also gleich dem schraffierten Trapez $CdcN$. Verwandelt man dieses Trapez in ein Parallelogramm $AA_1d'c'$ von der Seitenlänge der Wandfläche AA_1, so stellt dieses die Verteilung des Erddrucks auf die Wandfläche AA_1 dar. Ebenso erhält man das die Verteilung des Erddrucks auf die Wandfläche A_1A_2 darstellende Parallelogramm $A_1A_2b'a'$ als Unterschied zwischen den Dreiecken $C_1\,O_1\,N_1$ und $C_2\,O_2\,N_2$ durch Verwandlung des Trapezes C_1baN_1 in das gleichflächige Parallelogramm $A_1A_2b'a'$ und endlich gibt das Dreieck A_2Be die Verteilung des Erddrucks über die Mauerfläche A_2B.

Ersetzt man die hintere staffelförmige Begrenzung dieser so entstandenen Druckfläche durch eine vermittelnde gekrümmte Linie, die, von dem Punkte c ausgehend, die Mitten der hinteren Seiten verbindet, so ergibt dies die schraffiert angegebene Druckfläche ABi, deren Schwerpunkt S die Höhenlage des Angriffspunktes des Erddrucks E in der Wandfläche bestimmt.

Statt den Schwerpunkt S der Druckfläche ABi zu bestimmen, kann die Lage des Erddrucks E und damit sein Angriffspunkt in der Wand AB auch dadurch bestimmt werden, daß man die Schwerpunkte s_1, s_2 und s_3 der Teilflächen, die jedenfalls leichter zu bestimmen sind, ermittelt, dadurch die Höhenlagen der Angriffspunkte der parallelen Teilerddrücke E_1, E_2 und E_3 erhält und sie daher ihrer Lage und Richtung nach einzeichnen kann. Trägt man diese Teilerdrücke ihrer Richtung und Größe nach in einem Kräfteplan mit beliebigem Pol P (s. Abb. 11) auf und ermittelt durch den Schnittpunkt der äußersten Seileckseiten des sie verbindenden Seilecks die Lage ihrer, die gleiche Richtung habenden, Mittelkraft, so ist dies der Gesamterddruck E. Der Angriffspunkt dieses Erddrucks liegt dann jedenfalls in der Höhe des Schwerpunktes S der Gesamtdruckfläche ABi.

§ 5. Die Größe der Reibungswinkel und die Richtung des Erddrucks.

Wie aus dem Seitherigen hervorgeht, spielt bei der Bestimmung des Erddrucks die Annahme der Größe der Reibungswinkel φ und φ_1 eine sehr wichtige Rolle, denn jenachdem diese Winkel größer oder kleiner angenommen werden, ergibt die Ermittelung der Größe des Erddrucks aus dem »Erdprisma des größten Druckes« ganz verschiedene Werte und auch die Richtung des Erddrucks, die wiederum für die Ermittelung der Standsicherheit der Stützmauer (s. § 11) von großem Einfluß ist, wird durch die Größenannahme des Winkels φ_1 bestimmt.

Die Größe des Reibungswinkels φ von Erde auf Erde ist derjenigen des natürlichen Böschungswinkels gleichzusetzen und kann, wie schon im Kap. I, § 3 unter 3c, S. 11 angegeben, durch Versuche für die verschiedenen Erdarten ermittelt werden. Nachstehend sind zur Vergleichung mittlere Werte von φ unter Hinzufügung des Gewichtes γ der betreffenden Erdart zusammengestellt.

Tab. I. Gewichte und Reibungswinkel verschiedener Erdarten.

Erdart	Reibungswinkel φ von Erde auf Erde (natürlicher Böschungswinkel)	Gewicht γ von 1 cbm Erde in kg
Feiner Sand	40—30°	1640—1400
Schwimmsand, herab bis zu	10°	2050—1900
Grober Sand und Kies.	38—32°	1490—1370
Durchnäßter Kies herab bis	25°	1900—1800
Dammerde natürlich feucht bis trocken.	45—40°	1580—1400
Durchnäßte Dammerde.	37—30°	1800
Lehm und Ton	25—20°	1900
Gerölle und Schotter	45—30°	1700—1600

Der Reibungswinkel φ_1, durch welchen die Richtung des Erddrucks festgelegt wird, muß für Reibung von Erde auf Mauerwerk bestimmt werden und das ist allgemeingültig nicht möglich, da es auf die jedesmalige Beschaffenheit der Mauerfläche ankommt und genau genommen der Winkel φ_1 aus den jedesmaligen Gleichgewichtsbedingungen berechnet werden müßte [5].

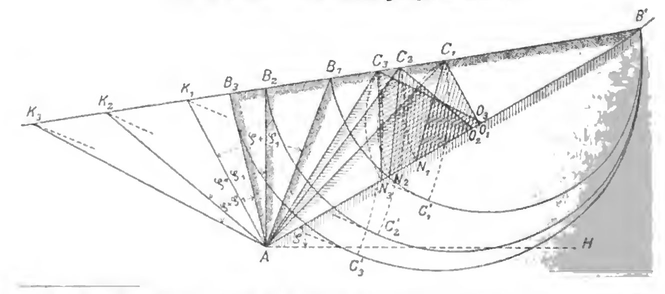
Ist die Wandfläche dabei glatt, so wird der Winkel φ_1 klein ausfallen, jedenfalls kleiner als der Reibungswinkel φ von Erde auf Erde.

Ist die Mauerfläche sehr rauh, so wird beim Nachgeben der Mauer eine Erdschicht an der Mauer hängen bleiben, worauf in Wirklichkeit Reibung von Erde auf Erde stattfinden würde. Deshalb kann in den meisten Fällen der Winkel $\varphi_1 = \varphi$ angenommen werden, wodurch die Richtung des Erddrucks ohne weiteres bestimmt ist. Ist große Sicherheit erwünscht, so kann nach COULOMB der Winkel $\varphi_1 = 0$ gesetzt werden, wodurch bei lotrechter Wandfläche der Erddruck eine wagerechte Richtung erhält.

§ 6. Erddruck bei verschieden geneigter und bei verschieden gestalteter Wandfläche.

1. Einfluß verschiedener Neigung der Wandfläche auf die Größe des Erddrucks. Verändert die Wandfläche ihre Lage gegen die Lotrechte, d. h. verändert sich der

Abb. 12. Erddruck bei verschieden geneigter Wandfläche.



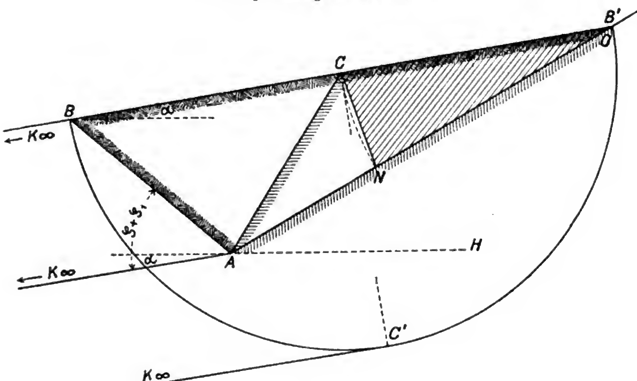
5) Vgl. MOHR, »Beitrag zur Theorie des Erddrucks« in der Zeitschr. d. hannövr. Arch.- u. Ing.-Ver. 1871, S. 344; 1872, S. 67 u. 245; Zeitschr. f. Arch.- u. Ing.-Wesen 1907, S. 441.

Winkel β, so wird, wie ein Vergleich der in Abb. 12 die Größe des Erddrucks darstellenden Dreiecke $C_1 N_1 O_1$, $C_2 N_2 O_2$ und $C_3 N_3 O_3$ zeigt, bei sonst gleich bleibenden Verhältnissen die Annahme einer nach vorn geneigten Wandfläche (in der Abb. 12 durch Drehung der Wandfläche um A nach links dargestellt) den Erddruck vergrößern, während eine rückwärts überhängende Lage (in der Abb. 12 durch Drehung der Wandfläche nach rechts dargestellt) den Erddruck verkleinert.

Für die Ausführung einer Stützmauer würde daher ein rückwärtiges Überhängen der hinteren Wandfläche so lange von Vorteil sein, als kein Kippen der Mauer nach hinten, bzw. kein dadurch bewirktes Zusammendrücken der Hinterfüllungserde zu befürchten ist, d. h. es muß bei rückwärtigem Überhängen der hinteren Wandfläche der Schwerpunkt der Stützmauer noch unmittelbar unterstützt sein.

Für die Stellung einer nach vorn geneigt angenommenen rückwärtigen Wandfläche einer Stützmauer (in der Abb. 13 Stellung nach links) ergibt sich eine Grenzlage bei

Abb. 13. Grenzlage der Wandfläche.

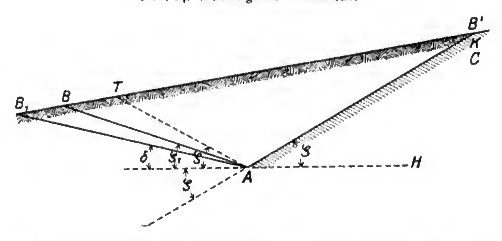


der Neigung der Wandfläche unter dem Winkel $\varphi + \varphi_1 - \alpha$ gegen die Wagerechte (s. Abb. 13). In dieser Stellung wird $AK \parallel BB'$ und der Schnittpunkt K liegt im Unendlichen. Schlägt man zur Bildung der mittleren Proportionalen zwischen KB' u. KB über BB' einen Halbkreis, so wird die von dem im Unendlichen liegenden Punkte K an diesen Halbkreis gezogene Tangente parallel zu BB', also der Berührungspunkt C' liegt senkrecht über dem Mittelpunkt des über BB' geschlagenen Halbkreises und der Punkt C fällt somit mit diesem Mittelpunkt zusammen, halbiert also die Strecke BB'. Der Punkt O fällt mit B' zusammen und das Dreieck $CB'N$ stellt die Größe des Erddrucks dar.

Wird die Wandfläche AB noch weiter nach links um den Punkt A gedreht, so nähert sich die Bruchfuge der natürlichen Böschung und wird mit ihr zusammenfallen (s. Abb. 14), sobald die Wandfläche den Winkel φ_1, mit der Wagerechten einschließt, denn dann fällt der Punkt K mit B', folglich auch der Punkt C mit B' zusammen, weil die Böschungslinie AB' mit AK zusammenfällt.

Ist $\sphericalangle \varphi_1 < \sphericalangle \varphi$, so wird im Augenblick des Nachgebens der Wand kein Gleiten der Erdmasse auf ihr möglich sein, es wird sich vielmehr, sobald eine Bewegung der Erdmasse eintritt, innerhalb dieser eine Gleitfläche AT bilden, die unter dem Reibungswinkel φ gegen die Wagerechte geneigt ist. Das Prisma mit der Grundfläche ABT wird nicht abrutschen, sondern nur durch sein Gewicht die Wandfläche AB belasten, während auf der Gleitfläche AT der lotrecht wirkende Erddruck von der Größe des Erdprismas ATB' zur Wirkung kommt. Beide Kräfte wirken also zusammen als Belastung auf die flach liegende Wandfläche. Das Gleiche wird stattfinden, wenn die Wandfläche die Lage AB_1 unter einem Winkel δ einnimmt, der kleiner als der Winkel φ_1 ist (s. Abb. 14).

Abb. 14. Flachliegende Wandfläche.



Wird $\sphericalangle \varphi_1 = \sphericalangle \varphi$ gesetzt, so fällt die Wandfläche mit der Lage der natürlichen Böschung AT zusammen und das Gewicht des Erdprismas ATB' wird als lotrecht auf die Wandfläche AT wirkende Belastung sich geltend machen.

Solche Fälle kommen bei Berücksichtigung des Erddrucks auf obere und rückseitige Begrenzungen von Gewölben und Widerlagern in Betracht, deren Begrenzungsflächen meist kleinere Neigungswinkel mit der Wagerechten einschließen, als die rückwärtigen Wandflächen der Stützmauern.

2. Bestimmung des Erddrucks bei gebrochenen Wandflächen. Ist die Wandfläche geknickt, so ist der Erddruck auf die einzelnen Wandteile zu bestimmen, z. B. in Abb. 15 auf die Wandteile AA_1 und A_1B_1. Denkt man sich AA_1 verlängert, so erhält man den Gesamtdruck auf die Fläche AB als Erdprisma von der Grundfläche CON und der Höhe $= 1$ (s. § 3, S. 423). Zieht man von diesem den Erddruck auf die Fläche A_1B (gleich dem Prisma $C_0O_0N_0$) ab, so ergibt sich der Erddruck E_1 auf die Fläche AA_1. Der Erddruck E_2 auf die Fläche A_1B_1 ist nach dem Früheren gleich dem Erdprisma von der Grundfläche $C_1O_1N_1$. Auch können, wie dies in der Abb. 15 ausgeführt wurde, nach Gl. 7 (s. S. 420) die Strecken Ac, Ac_0 und Ac_1 und damit die Werte $E_1 = \frac{Ac \cdot AB}{2} - \frac{Ac_0 \cdot A_1B}{2}$ und $E_2 = A_1c_1 \cdot \frac{A_1B_1}{2}$ gefunden werden, die mit γ multipliziert die Größen der Erddrücke E_1 bzw. E_2 ergeben.

Ferner wurden in den Abb. 15a und 15b mit Hilfe der Strecken Ac bzw. A_1c_1, sowie aus den Erdprismen CON bzw. $C_1O_1N_1$ die Verteilungen der Erddrücke über die Wandflächen AA_1 und A_1B_1 nach dem im § 4 erläuterten Verfahren eingezeichnet, wobei die Flächen $A'_1B'_0C'_1$ und N'_1B_0d sowie $A'_1b'_1c_1A'$ und N'_1bcN' als einander gleich sich ergeben. Die Höhenlage der Schwerpunkte S_1 und S_2 ergibt die Höhenlage der Angriffspunkte in den Wandflächen AA_1 und A_1B_1. Eine genauere Lösung für den Fall, daß das Erdprisma A_1B_1B gegenüber dem Prisma des größten Druckes ABC

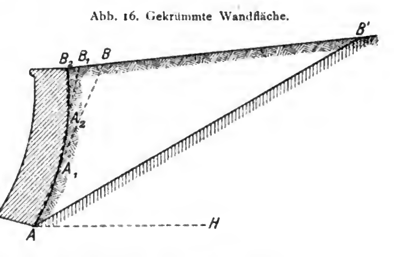
von Bedeutung erscheint und die Richtungen der Erddrücke E_1 und E_2 wesentlich voneinander abweichen, wird von E. HAESELER gebracht, auf die hier verwiesen werden kann [6]).

Abb. 15. Erddruck bei gebrochener Wandfläche.

Abb. 15a. Abb. 15b.

3. **Bestimmung des Erddrucks bei gekrümmter Wandfläche.** Gekrümmte Wandflächen können auf gebrochene Wandflächen zurückgeführt werden, wenn im Querschnitt die Krümmung durch eine gebrochene Linie ersetzt wird, die sich der Krümmung möglichst anschließt (s. Abb. 16). Auf diese Weise entstehen gebrochene Flächen, für die auf die vorstehend beschriebene Art die Erddrücke auf die einzelnen Wandflächen AA_1, A_1A_2 usw. bestimmt werden können. Je kleiner die die Krümmung ersetzenden Vieleckseiten angenommen werden, um so mehr nähert sich die Größe der so bestimmten Einzeldrücke der Wirklichkeit.

Abb. 16. Gekrümmte Wandfläche.

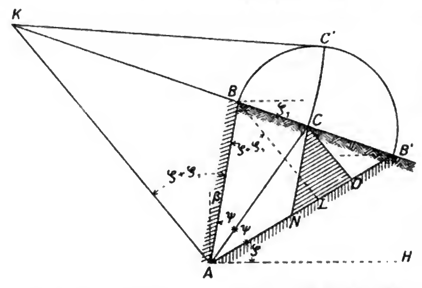


§ 7. Erddruck bei verschieden gestalteter und bei belasteter Erdoberfläche. In den seitherigen Betrachtungen wurde mit Ausnahme des im § 4 unter 2 (s. S. 425) besprochenen Falles der Erddruckverteilung über die Wandfläche, die Erdoberfläche stets eben und von der Wandfläche unter einem Winkel α zur Wagerechten geneigt, aufsteigend angenommen.

[6]) Vgl. E. HAESELER, »Stütz- und Futtermauern« im »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, I. Teil, 2. Bd., 4. Aufl., Kap. III, S. 305.

Diese Neigung, sowie die besondere Gestaltung und etwaige Belastung der Erdoberfläche übt, wie nachstehend ausgeführt wird, ebenfalls einen Einfluß auf die Größe des Erddrucks, namentlich aber auf die Lage der Bruchfuge aus.

Abb. 17. Erddruck bei abwärts geneigter Wandfläche.



1. Einfluß verschiedener Neigungen der unbelasteten ebenen Erdoberfläche.

a) Die Erdoberfläche ist unter dem Winkel $\alpha = -\varphi_1$, zur Wagerechten also abwärts geneigt (s. Abb. 17). In diesem Fall wird der Winkel $AB'B$ wie leicht ersichtlich $= \varphi + \varphi_1 = \measuredangle ABL$, wenn $BL \parallel AK$ gezogen wird; da ferner $\measuredangle BAB'$ den Dreiecken ABB' und ALB gemeinschaftlich ist, so sind diese Dreiecke ähnlich. Folglich verhält sich:

$$AB' : AB = AB : AL.$$

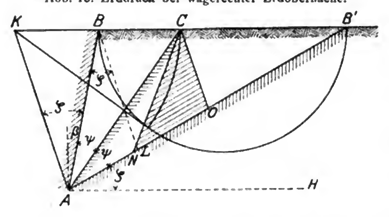
Nach dem Früheren (s. S. 422) ist aber:

$$AB' : AO = AO : AL,$$

folglich ist $AO = AB$.

Da nach dem Rebhannschen Satz ganz allgemein die Dreiecke ABC und ACO flächengleich sind, so sind sie in diesem Fall also kongruent und es ist $\measuredangle CAB = \measuredangle CAB' = \psi$, d. h. die Bruchfuge AC teilt in diesem Fall den Winkel BAB' in zwei gleiche Teile.

Abb. 18. Erddruck bei wagerechter Erdoberfläche.



b) Die Erdoberfläche ist wagerecht und der $\measuredangle \varphi_1$ wird $= 0$ gesetzt. Wie Abb. 18 zeigt, halbiert auch in diesem Fall die Bruchfuge AC den Winkel BAB', denn auch hier ist $\measuredangle AB'B = \measuredangle ABL = \varphi$, woraus sich in gleicher Weise der unter a gemeingebene Beweis durchführen läßt.

c) Die Erdoberfläche ist unter dem Reibungswinkel φ nach oben geneigt. Hierbei wird (s. Abb. 19) $BB' \parallel AB'$, der Schnittpunkt B' liegt im Unendlichen. Folglich wird die mittlere Proportionale zu KB und BB' unendlich groß, also fällt der Schnittpunkt C ebenfalls ins Unendliche, d. h. die Bruchfuge fällt mit der natürlichen Böschung zusammen. Die Größe des Erddrucks kann daher an beliebiger Stelle durch Ziehen einer mit BL gleich großen Parallelen $(C)(O)$ zu AK und durch Herabschlagen von $(C)(O)$ nach $(O)(N)$ in der Grundfläche $(C)(O)(N)$ des Erdprismas von der Höhe $= 1$ erhalten werden.

2. Einfluß einer unbelasteten gebrochenen Erdoberfläche.

a) Die gebrochene Erdoberfläche beginnt am oberen Ende der Wandfläche (s. Abb. 20). In diesem Fall wird das Viereck ABB_1B' in das gleichflächige Dreieck

$AB_1'B'$ verwandelt, indem man $BB_1' \parallel AB_1$ zieht und B_1' mit A verbindet; dann ist $\triangle ABB_1 = \triangle AB_1'B_1$, folglich auch Viereck $ABB_1B' = \triangle AB_1'B'$. Die Bestimmung der Bruchfläche AC und der Größe des Erddrucks erfolgt unter Berücksichtigung von AB_1' als Wandfläche wie seither.

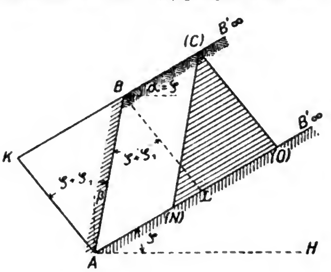


Abb. 19.
Erddruck bei einer unter ∠ φ geneigten Erdoberfläche.

b) Die Mauerkrone wird von der Erde überdeckt (s. Abb. 21). Verlängert man hier die Richtung der Wandfläche AB bis zum Schnittpunkt B_0 mit der Erdoberfläche, so ist einleuchtend, daß das Erdprisma $BB_0'B_0$ nichts zum Erddruck auf die hintere Wandfläche beiträgt, also zur Bestimmung des letzteren außer acht gelassen werden kann. Verwandelt man nun das Viereck AB_0B_1B' wieder in das gleichflächige Dreieck $AB_1'B'$, so ist dieser Fall auf den vorigen zurückgeführt.

Abb. 20. Erddruck bei gebrochener Erdoberfläche.

3. Die Erdoberfläche ist belastet. Dies tritt ein sobald die Stützmauer einen Straßen- oder Eisenbahndamm, oder eine Verladerampe abgrenzt (s. Abb. 22). Wird die Belastung als gleichmäßig verteilt angenommen, so daß auf 1 qm das Gewicht γ' entfällt, so kann man diese Belastung durch eine Masse $h\gamma$ ersetzt denken, deren Gewicht demjenigen von Erde gleichkommt. Demnach hätte man eine Schicht von der Höhe:

$$h = \frac{\gamma'}{\gamma}$$

aufzutragen und erhält dadurch eine Überhöhung der Erdmasse, bei welcher die

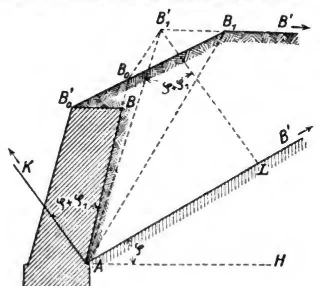
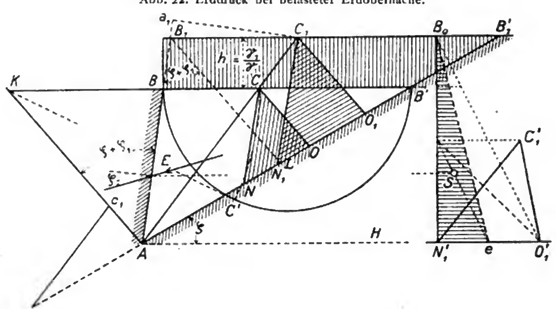


Abb. 21. Erddruck bei überschütteter Mauerkrone.

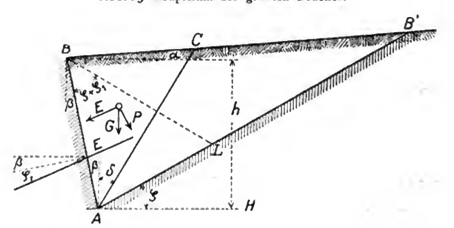
Erdlinie von BB' nach $B_1B'_1$ hinaufrückt. Für diese neue Erdoberfläche ist dann in gleicher Weise wie früher (s. § 3 und 4) die Größe und die Verteilung des Erddrucks zu bestimmen, wie dies in Abb. 22, unter Beibehaltung der seitherigen Bezeichnungsweise,

Abb. 22. Erddruck bei belasteter Erdoberfläche.



durchgeführt wurde. Den Einfluß der Belastung zeigt das den Erddruck darstellende Erdprisma $C_1O_1N_1$, das bedeutend größer als das für die Erdoberfläche BB' gültige Erdprisma CON ausfallen muß.

Abb. 23. Erdprisma des größten Druckes.



§ 8. Formeln zur Berechnung des Erddrucks. Die in den § 3 bis 7 durchgeführte zeichnerische Bestimmung des Erddrucks, seiner Richtung und seines Angriffspunktes wird in den meisten Fällen rascher und übersichtlicher auszuführen sein, als eine Berechnung auf Grund aufgestellter Formeln. Dennoch kann in manchen Fällen die Benutzung von Formeln erwünscht sein. Es sollen daher im nachstehenden die notwendigsten Formeln zusammengestellt werden.

Zu ihrer Ableitung sind sechs Bedingungsgleichungen erforderlich, die gleichzeitig erfüllt sein müssen[7]) und zwar:

1. Die zur Bruchfläche AC parallelen Teilkräfte = 0.
2. Die zu AC senkrechten Teilkräfte = 0.

[7]) Vgl. Weyrauch, »Zur Theorie des Erddrucks«, Zeitschr. f. Bauk. 1878, S. 194.

3. Die Summe der Momente = o.
4. Die durch Differentiation erhaltene Gleichung, durch welche die Gleitfläche für das Erdprisma des größten Druckes festgelegt wird.
5. und 6. Die Momentengleichungen des Erddrucks E und der Seitenkraft P, als Mittelkräfte sämtlicher parallel zueinander gedachten Elementardrücke, um den Punkt A.

Mit Hilfe dieser Gleichungen gelangt man unter Bezugnahme auf die in Abb. 23 eingeschriebenen, den seither angewendeten entsprechenden Bezeichnungen zu folgenden Beziehungen, die hinreichen, um die Neigung der Gleitfläche AC (durch den $\angle\,\delta$) und für gewisse Fälle den Reibungswinkel φ_1 und die Größe des Erddrucks E für ebene Wand- und Geländefläche zu berechnen:

$$\sin(\beta+\delta)\cdot\cos(\alpha+\delta)\cdot\cos(\varphi_1+\beta)=\sin(\varphi+\varphi_1+\beta+\delta)\cdot\cos(\varphi+\delta)\cdot\cos(\beta-\alpha). \quad (13)$$

$$\cos(\alpha+\delta)\cdot[\cos(\varphi+\delta)\cdot\cos\varphi_1-\sin(\varphi+\delta+\beta+\varphi_1)\cdot\sin\beta]=$$
$$=\cos(\beta-\alpha)\cdot[\cos(\beta+\varphi_1)\cdot\cos\varphi-\sin(\varphi+\delta+\beta+\varphi_1)\cdot\sin\delta]. \quad (14)$$

$$E=\left[\frac{\cos(\varphi-\beta)}{(n+1)\cos\beta}\right]^2\frac{\gamma\cdot h^2}{2\cos\cdot(\beta+\varphi_1)}=\mathfrak{A}\cdot\gamma\cdot h^2. \quad (15)$$

In Gleichung 15 bedeutet γ das Gewicht eines Kubikmeters Erde und es ist:

$$n=\sqrt{\frac{AL}{AB'}}=\sqrt{\frac{\sin(\varphi+\varphi_1)\cdot\sin(\varphi-\alpha)}{\cos(\beta-\alpha)\cdot\cos(\beta+\varphi_1)}}.$$

Für $\alpha=0$, d. h. für eine wagerecht abgeglichene Erdoberfläche BB' wird Gl. 13 nach einigen Umformungen zu:

$$\sin(2\delta+\varphi+\beta)\cdot\sin(\delta+\varphi)-\cos\beta\cdot\cos\delta=0. \quad (16)$$

Diese Gleichung ist erfüllt für $2\delta+\varphi=90^\circ$; — also $\delta=\frac{90-\varphi}{2}=45^\circ-\frac{\varphi}{2}$, d. h. die Gleitfläche AC halbiert in diesem Fall den Winkel zwischen der Lotrechten und der natürlichen Böschung AB'. Dabei wird:

$$E=\frac{\operatorname{tg}^2\left(45-\frac{\varphi}{2}\right)}{2\cos(\beta+\varphi_1)}\gamma\cdot h^2=\mathfrak{A}_1\cdot\gamma\cdot h^2. \quad (17)$$

Für den Reibungswinkel φ_1 findet man:

$$\operatorname{tang}\varphi_1=\frac{\sin\varphi\cdot\sin 2\beta}{\sin(2\delta+\varphi)-\sin\varphi\cdot\cos 2\beta}. \quad (18)$$

Wird nun $\delta=\frac{90-\varphi}{2}$, so wird:

$$\operatorname{tg}\varphi_1=\frac{\sin\varphi_1\cdot\sin 2\beta}{1-\sin\varphi\cdot\cos 2\beta} \quad (18\,a)$$

oder in bequemerer Form zum Auftrage der Richtung des Erddrucks gegen die Wagerechte:

$$\operatorname{tg}(\beta+\varphi_1)=\frac{\operatorname{tang}\beta}{\operatorname{tang}^2\left(45-\frac{\varphi}{2}\right)}. \quad (19)$$

Für $\alpha=\varphi$, d. h. für eine unter dem natürlichen Böschungswinkel ansteigende Geländefläche ergibt sich die Beziehung:

$$\cos(\beta-\varphi)\cdot\cos\varphi-\cos(\varphi+\delta+\beta)\cdot\cos(\varphi+\delta)-\sin(\delta+\beta)\cdot\sin\delta=0. \quad (20)$$

Diese Gleichung ist erfüllt für $\delta=90-\varphi$, d. h. für eine unter dem natürlichen Böschungswinkel ansteigende Geländefläche fällt, wie auch im § 7 unter 1 c, S. 430 nachgewiesen wurde, die Bruchfuge AC mit der natürlichen Böschung AB' zusammen. Die

Schnittpunkte B' und C liegen im Unendlichen der natürlichen Böschung AB' und es wird $n = 0$, also:

$$E = \left[\frac{\cos(\varphi - \beta)}{\cos\beta}\right]^2 \cdot \frac{\gamma \cdot h^2}{2\cos(\beta + \varphi_1)} = \mathfrak{A}_2 \cdot \gamma \cdot h^2. \tag{21}$$

Für den Reibungswinkel findet man für diesen Fall:

$$\operatorname{tg}\varphi_1 = \frac{\sin\varphi \cdot \cos(\varphi - 2\beta)}{1 - \sin\varphi \cdot \sin(\varphi - 2\beta)} \tag{22}$$

oder in bequemerer Form zum Auftragen des Winkels $(\beta + \varphi_1)$ von der Wagerechten aus:

$$\operatorname{tang}(\beta + \varphi_1) = \frac{\sin\beta + \sin\varphi \cdot \cos(\varphi - \beta)}{\cos\varphi \cdot \cos(\varphi - \beta)}. \tag{22a}$$

Wird dabei $\beta = 0$, d. h. steht die Wandfläche lotrecht, so ist:

$$\operatorname{tang}\varphi_1 = \frac{\sin\varphi \cdot \cos\varphi}{1 - \sin^2\varphi} = \frac{\sin\varphi}{\cos\varphi} = \operatorname{tang}\varphi,$$

d. h. in diesem Fall wird $\varphi_1 = \varphi$.

Nach der gleichzeitig bestehenden Zeichnung

$$\sin\varphi_1 = \sin\varphi \cdot \cos(2\beta - \varphi + \varphi_1) \tag{23}$$

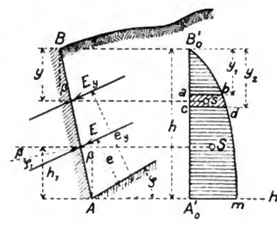
müßte für $\varphi_1 = 0$ zur Erfüllung dieser Gleichung $2\beta - \varphi = 90^0$ oder $\beta = 45^0 + \frac{\varphi}{2}$ sein, d. h. es müßte die Wandfläche mit der Lotrechten den Winkel $45^0 + \frac{\varphi}{2}$ einschließen[8].

Der **Angriffspunkt** des Erddrucks E läßt sich aus der allgemeinen Momentengleichung:

$$E \cdot e = \int_0^h d \cdot E_y\, e_y \tag{24}$$

ableiten, wenn nach Abb. 24 E_y den zur Höhenlage $y_2 - y_1$ gehörenden, in der Höhenlage des Schwerpunktes s vom Druckflächenelement $abcd$ der Druckfläche $A'_0 B'_0 m$ angreifenden Erddruck und e_y sein Hebelarm um den Punkt A als Drehpunkt bedeuten.

Abb. 24. Angriffspunkt des Erddrucks.



Für ebene Erdoberfläche ist nach Gl. 15

$$E = \mathfrak{A} \cdot \gamma \cdot h^2,$$

also $E_y = \mathfrak{A} \cdot \gamma \cdot y^2$, folglich: $d \cdot E_y = 2\gamma \cdot \mathfrak{A} y\, dy$. Ferner ist nach Abb. 24:

$$e_y = (h - y)\frac{\cos\varphi_1}{\cos\beta}, \text{ also:}$$

$$E \cdot e = \gamma \cdot \mathfrak{A} \cdot h^2 \cdot e = 2\gamma \cdot \mathfrak{A}\frac{\cos\varphi_1}{\cos\beta}\int_0^h (h - y)\, y\, dy,$$

somit:

$$e = \frac{h}{3} \cdot \frac{\cos\varphi_1}{\cos\beta} \tag{25}$$

und die Höhe des Angriffspunktes über dem Fußpunkt A ist:

$$h_1 = e\frac{\cos\beta}{\cos\varphi_1} = \frac{h}{3}. \tag{26}$$

Es entspricht dies der Höhenlage des Schwerpunktes der dreieckigen Druckfläche, wie sie in § 4, S. 424 zeichnerisch gefunden wurde.

[8]) Vgl. darüber auch MOHR in der Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1871, S. 364 und E. HAESELER, »Stütz- und Futtermauern« im »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, I. Teil, Bd. 2, 4. Aufl. 1907, Kap. III, S. 309.

B. Standsicherheit der Stütz-, Kai- und Staumauern.

§ 9. Bedingungen für die Standsicherheit von Mauern, die seitlichen Kräften ausgesetzt sind. Nach Bestimmung der Seitendrücke, wie Wasser- und Erddruck sie darstellen, dürfen diese, mit dem lotrecht wirkenden Mauergewicht zusammengesetzt, in keiner Mauerschicht und an keiner Mauerstelle Kräfte hervorrufen, die eine Drehung oder ein Gleiten der Mauer oder irgend eines Mauerteils bewirken könnten.

Um dies zu prüfen ist nach der Anleitung der nächsten beiden Paragraphen die »Mittellinie des Druckes« und in Verbindung mit dieser für jede Lagerfläche der Mauer die Größe der in ihr zur Wirkung kommenden Mittelkraft zu bestimmen und zu untersuchen:

1. ob die »Mittellinie des Druckes« an keiner Stelle der Mauer aus dem »Kern« der zugehörigen Lagerfläche heraustritt (s. § 11 unter 2, b);
2. ob die in jeder Lagerfläche der Mauer zur Wirkung kommende Mittelkraft mit der Senkrechten zu jener einen Winkel einschließt, der kleiner ist als der Reibungswinkel der betreffenden Stein- bzw. Mauerart (s. § 11 unter 1);
3. ob in keiner Lagerfläche der Mauer die für das betreffende Mauerwerk zulässige Pressung überschritten wird (s. § 11 unter 2, a);
4. ob die auf die Fundamentsohle verteilte Pressung der zulässigen Beanspruchung des Untergrundes, bzw. der zur Anwendung gekommenen Gründungsweise entspricht (s. § 1, Kap. VI »Grundbau« im 2. Bande dieses Lehrbuchs).

Die unter 1 angeführte Bedingung muß erfüllt sein, weil nur Druckspannungen im Mauerwerk vorkommen dürfen, da dieses den Zugspannungen nur einen geringen Widerstand entgegenzusetzen imstande ist.

Die 2. Bedingung ist erforderlich, damit nicht ein Gleiten des über der betreffenden Lagerfläche liegenden Mauerteils eintreten kann. Der Reibungswinkel verschiedener Mauerarten schwankt zwischen 26^0 und 36^0, man kann daher mit genügender Sicherheit eine Abweichung der Richtung der Druckkraft von der Senkrechten zur Lagerfläche um etwa 30^0 noch als zulässig gelten lassen (s. § 11 unter 1).

Die 3. Bedingung bezweckt eine Zerstörung der Steine, bzw. des Mauerwerks zu vermeiden. Hierbei ist die Kenntnis der Druckfestigkeit der betr. Stein- bzw. Mauerart unerläßlich, die man sich am sichersten durch Versuche verschafft, um dann $\frac{1}{10}$ bis $\frac{1}{20}$ der gefundenen Druckfestigkeit als »zulässige Beanspruchung« anzunehmen. Für erstmalige Annahmen und zu Vergleichen mögen die nachstehend in Tab. II zusammengestellten Druckfestigkeiten für Mauer-, Gesteins- und Mörtelarten nach Bauschinger dienen[9]).

Für etwa vorkommende Zugbeanspruchungen kann man für Mauerwerk $\frac{1}{70}$ bis $\frac{1}{100}$ der Druckfestigkeit annehmen. (Siehe Tabelle II, S. 436.)

In Berlin werden als zulässige Beanspruchungen zugelassen:

für gewöhnliches Backsteinmauerwerk in Kalkmörtel . 8 kg f. d. qcm,
für besseres Backsteinmauerwerk in Zementmörtel . . 11 kg f. d. qcm,
für bestes Klinkermauerwerk . . . . 14 kg f. d. qcm.

Durch Erfüllung der vierten der angeführten Bedingungen wird eine Überbeanspruchung und das dadurch bedingte Nachgeben des Untergrundes, bzw. der auf ihm ruhenden Mauer vermieden, denn bei jeder Bewegung der Mauer, wenn sie an sich auch fest und widerstandsfähig genug ist, würde eine Änderung des Wasser- bzw. des Erddrucks, also eine Veränderung der bei der Berechnung gemachten Voraussetzungen erfolgen, die für die Standfähigkeit der Mauer verhängnisvoll werden kann. Bezüglich dieser zulässigen Beanspruchung des Untergrundes, bzw. des durch künstliche Verdichtung verbesserten Baugrundes ist auf § 1 des Kap. VI: »Grundbau« im 2. Bande dieses Lehrbuchs zu verweisen.

[9]) Mitteilungen aus dem mech.-techn. Laboratorium in München, Zeitsch. d. bayr. Arch.- u. Ing.-Ver. 1874.

Tabelle II.

Druckfestigkeit einiger Gesteins- bzw. Mauer- und Mörtelarten.

Gesteins- bzw. Mauer- und Mörtelart	Druck-festigkeit senkrecht zum Lager kg f. d. qcm	Zulässige Belastung bei zwanzigfacher Sicherheit kg f. d. qcm
Granit	545—1430	27—71
Diorit	1190—1650	59—82
Trachit	575	29
Marmor aus Tirol	900	45
Muschelkalk	440—1600	22—80
Jurakalk	975—1100	49—55
Dolomit	306—1300	15—65
Buntsandstein	263—1355	13—68
Keupersandstein	190—606	9—30
Grünsandstein	270—350	13—17
Kalktuff	81—480	4—24
Mauerziegel	187	9
Wiener Mauerziegel	100—200	5—10
Klinker v. A. Wenz in München	650—720	32—36
Gewöhnliches Ziegelmauerwerk:		
mit Mörtel von 1 Teil Zement : 3 Teilen Sand	95	5
mit Mörtel von 1 Teil hydr. Kalk : 3 Teilen Sand	61	3
mit Luftmörtel von 1 Teil Kalk : 3 Teilen Sand	51	2.5
Zementmörtel aus:		
bei 60 tägiger Erhärtung: 1 Teil Zement und 1 Teil Sand	227	11
1 » » » 2 » »	193	10
1 » » » 3 » »	173	9
1 » » » 4 » »	161	8
Luftmörtel gut erhärtet	36—80	1,8—4

§ 10. Die Ermittelung der Mittellinie des Druckes für Mauerkörper, die seitlich wirkenden Kräften ausgesetzt sind. Wie bereits im § 1 dieses Kapitels angedeutet wurde, ist zur Feststellung der Standfestigkeit aller durch seitliche Kräfte beanspruchten Mauern eine Zusammensetzung dieser seitlich wirkenden Kräfte mit dem Gewicht der Mauer, bzw. der einzelnen Mauerteile erforderlich.

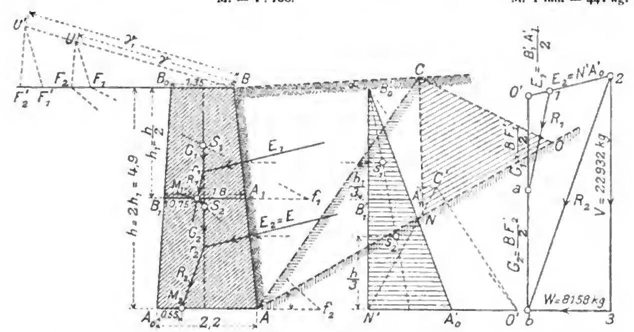
Geschieht diese Znsammensetzung in der Reihenfolge der auf die einzelnen Mauerteile oder Mauerschichten entfallenden Seitenkräfte, so erhält man eine Aufeinanderfolge von Mittelkräften, die auf die entsprechenden einzelnen Lagerflächen einwirken, und ihre Schnittpunkte mit den letzteren stellen ihre Angriffspunkte in den einzelnen Lagerflächen dar.

Die Verbindungslinie dieser Angriffspunkte in den einzelnen Lagerflächen wird nun die »Mittellinie des Druckes« genannt und als solche ist ihre Ermittelung für die Beurteilung der Standfestigkeit der Mauer von großer Wichtigkeit, da, wie im § 11 gezeigt werden wird, aus der Lage des Angriffspunktes in der betreffenden Lagerfuge und aus der Größe der zur Wirkung gelangenden Mittelkraft, die Art und Größe der Beanspruchung des Mauerkörpers in der betreffenden Lagerfuge gefunden werden kann.

Am übersichtlichsten läßt sich die Ermittelung der Lage dieser »Mittellinie des Druckes« auf zeichnerischem Wege vornehmen. Die Abb. 25, 25a u. 26, 26a zeigen zwei Verfahren für ein und dieselbe Stützmauer, die durch ihren Querschnitt ABB_0A_0 gegeben

ist und für welche, wie in Abb. 25 angedeutet, der Erddruck $E = \triangle\, CON' \cdot 1 \cdot \gamma$ und dessen durch die Druckfläche $N'B'_0A'_0$ dargestellte Verteilung über die hintere Wandfläche AB nach dem Früheren (s. § 3 u. 4, S. 421 u. 424) bestimmt wurde. Die Abb. 27 u. 27a (s. S. 442) geben das Verfahren für dieselbe Mauer an wenn sie als Kaimauer verwendet werden soll, also noch der auf der Vorderseite zur Wirkung kommende Wasserdruck berücksichtigt werden muß.

Abb. 25 u. 25a. Erstes Verfahren zur Ermittelung der Mittellinie des Druckes für eine Stützmauer.
Abb. 25. Einwirkung der Kräfte im Querschnitt. M. = 1 : 100. Abb. 25a. Krafteck. M. 1 mm = 441 kg.



Die Bestimmung der Mittellinie des Druckes für eine Staumauer wird im § 12 behandelt, da für eine solche besondere Rücksichten maßgebend sind, die gesondert besprochen werden müssen.

Für die hier zu behandelnden, erwähnten drei Fälle der Abb. 25, 26 (s. S. 440) u. 27 (s. S. 442) wurde, um die Abbildungen klar und einfach zu gestalten, die senkrecht zur Bildfläche 1 m lang angenommene Mauer nur in zwei gleich hohe Schichten geteilt, so daß die Teillinie B_1A_1 eine mittlere Fuge, die Grundlinie A_0A die zwischen Stützmauer und Fundament befindliche Fuge darstellt und die Punkte M_1 und M_2 die in ihnen als Punkte der Mittellinie des Druckes gefundenen Angriffspunkte der Mittelkräfte R_1 und R_2 bedeuten.

Die Bestimmung der Schwerpunkte S_1 und S_2 der in Betracht kommenden Mauerquerschnitte sowie der Schwerpunkte s_1 und s_2 der betreffenden Druckflächen für den Erddruck, ist in den Abb. 25 u. 26 angegeben[10]) und erfolgte für die Trapez- und Dreieckflächen in bekannter Weise. Z. B. wurde für das Trapez $B_1B_0BA_1$ die Strecke B_0B auf die Verlängerung von B_1A_1 nach A_1f_1 und die Strecke B_1A_1 auf die Verlängerung von BB_0 nach B_0F_1 aufgetragen, dann ergibt der Schnittpunkt der Verbindungslinie F_1f_1 mit der Mittellinie des Trapezes $B_1B_0BA_1$ den Schwerpunkt S_1. Die für die Hohenlage des Angriffspunktes der Teilkräfte vom Erddruck maßgebenden Schwerpunkte s_1 und s_2 liegen in der Abb. 25 in $\frac{1}{3}$ Höhe der Dreiecke $E'_1B'_0A'_1$ bzw. $N'B'_0A'_0$, während in den Abb. 26 u. 27 der Schwerpunkt s_2 als solcher des Trapezes $N'B'_1A'_1A'_0$ zu be-

[10]) In Abb. 27 wurden die betreffenden Konstruktionslinien fortgelassen, da sie die gleichen wie in Abb. 26 sind.

stimmen ist. Ebenso sind in Abb. 27 (s. S. 442) wie daselbst eingezeichnet, die Angriffspunkte $\mathfrak{E}_1$ und $\mathfrak{E}_2$ der Teilkräfte D_1 und D_2 des Wasserdruckes einmal als Schwerpunkt des Dreiecks $B_1 T_0 T_1$, das andere Mal als Schwerpunkt des Trapezes $A_0 B_1 T_1' T_2'$ von der Druckfläche für den Wasserdruck bestimmt worden.

1. Erstes Verfahren zur Ermittelung der Mittellinie des Druckes für eine Stützmauer. Das in den Abb. 25 u. 25a dargestellte Verfahren besteht darin, daß nacheinander für die oberste, dann für die oberste und zweite Schicht, sowie, wenn vorhanden: für die oberste, zweite und dritte Schicht usw. das Mauergewicht mit dem auf den betreffenden Mauerteil entfallenden Erddruck zusammengesetzt und der Schnittpunkt der Mittelkraft mit der entsprechenden Lagerfuge gesucht wird. Da im vorliegenden Fall nur zwei Schichten angenommen wurden, hat man nur zwei Mittelkräfte R_1 und R_2 nach Lage, Richtung und Größe zu bestimmen.

Auf die obere Lagerfuge $B_1 A_1$ wirken:

1. das im Schwerpunkt S_1 angreifende Gewicht G_1 des Mauerprismas $A_1 B_1 B_0 B$ und
2. die in der Höhenlage des Schwerpunktes s_1 vom Druckdreieck $B_1' B_0' A_1'$ an der Wandfläche $A_1 B$ angreifende Teilkraft E_1 des Erddrucks.

Nach Abb. 25 ist:

$$G_1 = \frac{B_0 B + B_1 A_1}{2} h_1 \cdot 1 \cdot \gamma_1 = \frac{B F_1}{2} h_1 \cdot 1 \cdot \gamma_1 = \frac{B F_1}{2} \cdot \frac{h}{2} \cdot \gamma_1,$$

$$E_1 = \frac{B_1' A_1'}{2} h_1 \cdot 1 \cdot \gamma = \frac{B_1' A_1'}{2} \cdot \frac{h}{2} \cdot 1 \cdot \gamma,$$

wobei h_1 die Schichthöhe, im vorliegenden Fall $= \frac{h}{2}$; $\gamma_1 = 2400$ kg, das Gewicht von 1 cbm Mauerwerk; $\gamma = 1800$ kg, das Gewicht von 1 cbm Erde bedeuten.

Die Richtung des Mauergewichtes G_1 ist durch die Lotrechte, diejenige der Teilkraft E_1 durch die Parallele zu der nach dem Früheren (s. § 5, S. 425) zu bestimmenden Richtung des Gesamterddrucks E gegeben.

Um die beiden Kräfte G_1 und E_1 im gleichen Kräftemaßstab im Krafteck (s. Abb. 25a) als unmittelbar aus der Abb. 25 abzugreifende Längen $\frac{BF_1'}{2}$ und $\frac{B_1' A_1'}{2}$ auftragen zu können, muß das Mauerprisma $B_1 B_0 B A_1$ in ein gleich hohes Erdprisma verwandelt werden, d. h. es muß die Länge BF_1 im Verhältnis von $\frac{\gamma_1}{\gamma}$ vergrößert werden. Dies erfolgte in Abb. 25, indem auf der Verlängerung von BB_0 die Länge $BF_1 = BB_0 + B_1 A_1$ und auf einer beliebig geneigt angenommenen Linie BU' die Größen $\gamma = BU = 1800$ kg und $\gamma_1 = BU' = 2400$ kg aufgetragen wurden. Zieht man nun $U'F_1' \parallel UF_1$ so verhält sich: $BF_1' : BF_1 = \gamma_1 : \gamma$, d. h. $BF_1 \cdot \gamma_1 = BF_1' \cdot \gamma$ also auch

$$G_1 = \frac{B F_1}{2} \cdot \frac{h}{2} \cdot 1 \cdot \gamma_1 = \frac{B F_1'}{2} \cdot \frac{h}{2} \cdot 1 \cdot \gamma,$$

somit kann $G_1 = \frac{B F_1'}{2} = O'a$ im Krafteck Abb. 27 im Maßstab der Querschnittzeichnung aufgetragen werden, während für E_1 die Strecke $O'1 = \frac{B_1' A_1'}{2}$ im Krafteck gilt.

Der Maßstab des Kraftecks berechnet sich aus dem Gewicht des Mauerprismas $\frac{BF_1}{2} \cdot \frac{h}{2} \cdot 1 \cdot \gamma_1$, bzw. aus demjenigen des gleichwertigen Erdprismas $\frac{BF_1'}{2} \cdot h \cdot 1 \cdot \gamma$. Wird für die Zeichnung des Mauerquerschnittes als Maßstab $1 : 100 = 1 : n$ angenommen, so ist nach der Zeichnung $BF_1' = 4{,}2$ und $h = 4{,}9$ m,

also: $$G_1 = \frac{4{,}2 \cdot 4{,}9 \cdot 1800}{2 \cdot 2} = 9261 \text{ kg} = 21 \text{ mm}.$$

Dieser Wert entspricht im Krafteck $O'a = 21$ mm, folglich ist der Maßstab des Kraftecks:

$$1 \text{ mm} = \frac{9261}{21} \text{ kg} = 441 \text{ kg},$$

oder ganz allgemein

$$1 \text{ mm} = \frac{n \cdot \frac{h}{2} \cdot \gamma}{1000} = \frac{100 \cdot 4{,}9 \cdot 1800}{2 \cdot 1000} = 441 \text{ kg}.$$

Die Verbindungslinie $1a$ ergibt im Krafteck die Größe und Richtung der Mittelkraft: $R_1 = 22{,}5$ mm $= 441 \cdot 22{,}5 = 9922{,}5$ kg. Zu dieser braucht im Mauerquerschnitt vom Schnittpunkt r_1 der beiden Kräfte G_1 und E_1 nur die Parallele R_1 gezogen zu werden, um im Schnittpunkt M_1 mit der Lagerfuge $B_1 A_1$ ihren Angriffspunkt in letzterer, d. h. einen Punkt der »Mittellinie des Druckes« zu finden.

In gleicher Weise findet man, wie in Abb. 25 ausgeführt wurde, den weiteren Punkt M_2 der Mittellinie des Druckes, wenn beachtet wird, daß auf die Lagerfuge $A_0 A$ einwirken:

1. das im Schwerpunkt S_2 angreifende Gewicht G_2 des Mauerprismas $A A_0 B_0 B$, d. h. im vorliegenden Fall das Gewicht der ganzen Mauer, und
2. der in der Höhenlage des Schwerpunktes s_2 vom Druckdreieck $N' A'_0 B'_0$ an der Wandfläche AB angreifende Erddruck $E_2 = E$, d. h. im vorliegenden Fall der volle Erddruck.

Ebenso wie vorhin finden sich:

$$G_2 = \frac{BF_2}{2} h \cdot 1 \cdot \gamma_1 = BF_2 \frac{h}{2} \cdot 1 \cdot \gamma_1 = BF'_2 \cdot \frac{h}{2} \cdot 1 \cdot \gamma,$$

$$E_2 = E = N' A'_0 \cdot \frac{h}{2} \cdot 1 \cdot \gamma.$$

Dem vorhin ermittelten Kraftmaßstab entsprechend, sind $G_2 = BF'_2 = O'b$ und $E_2 = E = N' A'_0 = O'2$ im Krafteck in Abb. 25a aufzutragen, dann ergibt die Verbindungslinie $2 \cdot b$ die Richtung und Größe ihrer Mittelkraft: $R_2 = 441 \cdot 55 = 24\,255$ kg, zu welcher vom Schnittpunkt r_2 der beiden Kräfte G_2 und E_2 die Parallele R_2 den gesuchten Schnittpunkt M_2 mit der Lagerfuge $A_0 A$ ergibt.

Die Mittelkraft R_2 kann in Abb. 25a in eine senkrecht zur Lagerfuge wirkende Teilkraft $\overline{2 \cdot 3} = V = 441 \cdot 52 = 22932$ kg und in eine in der Richtung der Lagerfuge zur Wirkung kommende Schubkraft $b \cdot 3 = W = 441 \cdot 18{,}5 = 8158$ kg zerlegt werden.

Wären noch mehr Mauerschichten vorhanden, so könnten in gleicher Weise die Mittelkräfte R_3, R_4 . . . sowie ihre Angriffspunkte M_3, M_4 . . . in den betreffenden Lagerfugen gefunden werden.

Wie im nächsten Paragraphen (unter 2b, S. 448) nachgewiesen wird, müssen diese Angriffspunkte M_1, M_2 . . . in das innere Drittel der Fugenlänge, d. h. der Mauerstärke hineinfallen. Dies trifft im vorliegenden Beispiel wohl für die Fuge $B_1 A_1$ zu, jedoch nicht für die Fuge $A_0 A$. Es müßte also der Querschnitt der Stützmauer entsprechend verändert und dann für den veränderten Querschnitt die Bestimmung der Mittellinie des Druckes nochmals vorgenommen werden.

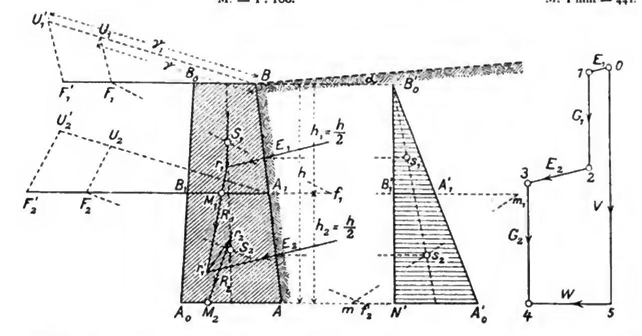
2. Zweites Verfahren zur Ermittelung der Mittellinie des Druckes für eine Stützmauer. Unter Voraussetzung des gleichen Mauerquerschnitts, gelangt man bezüglich der Mittelkräfte R und ihrer Angriffspunkte M zu demselben Ergebnis wie beim vorigen Verfahren, wenn wie in Abb. 26 die auf die einzelnen Mauerschichten $B_1 B_0 B A_1$ und

$A_0 B_1 A_1 A$ einwirkenden Teilerddrücke E_1 und E_2 bestimmt (s. § 3 u. 4, S. 421 u. 424) und diese mit den Gewichten G_1 und G_2 der erwähnten Mauerteile zusammengesetzt werden.

Man hat hier vier Kräfte E_1, G_1; E_2, G_2, die in ihrer Aufeinanderfolge nach Größe und Richtung im Krafteck (s. Abb. 26a) aufzutragen und in ihrer gegenseitigen Lage im Mauerquerschnitt durch ein »Seileck« zu verbinden sind. Die Verwandlung der Mauerprismen in gleich hohe Erdprismen geschah, wie Abb. 26 zeigt, in derselben Weise, wie in Abb. 25 und auch der Kräftemaßstab für Abb. 26a wurde gleich groß angenommen.

Die Kräfte der ersten Mauerschicht: E_1 und G_1 sind natürlich die gleichen, wie beim Verfahren unter 1., so daß auch ihre Mittelkraft R_1 und deren Angriffspunkt M_1 wie

Abb. 26 u. 26a. Zweites Verfahren zur Ermittelung der Mittellinie des Druckes für eine Stützmauer.
Abb. 26. Einwirkung der Kräfte im Querschnitt. M. = 1 : 100. Abb. 26a. Krafteck. M. 1 mm = 441.



vorhin zu ermitteln sind; dagegen wirken bei dieser Kräfteanordnung auf die untere Lagerfuge $A_0 A$:

1. die Mittelkraft R_1, die im Schnittpunkt r_1 der Kräfte G_1 und E_1 angreift und zu $\overline{0.2}$ im Krafteck parallel zu ziehen ist;
2. der in der Höhenlage des Schwerpunktes s_2 des Drucktrapezes $N_1' B_1' A_1' A_0'$ an der Wandfläche $A A_1$ angreifende Teilerddruck E_2;
3. das im Schwerpunkt S_2 angreifende Gewicht G_2 des Mauerprismas $A_0 B_1 A_1 A$.

Nach Abb. 26 ist:

$$E_2 = \frac{N' A_0' + B_1' A_1'}{2} h_2 \cdot 1 \cdot \gamma = \frac{N' A_0' + B_1' A_1'}{2} \frac{h}{2} \cdot 1 \cdot \gamma$$

$$G_2 = \frac{A_0 A + B_1 A_1}{2} h_2 \cdot 1 \cdot \gamma_1 = \frac{A_1 F_2}{2} \cdot \frac{h}{2} \cdot 1 \cdot \gamma_1 = \frac{A_1 F_2'}{2} \cdot \frac{h}{2} \cdot 1 \cdot \gamma.$$

Es kann demnach für E_2 die Größe $\frac{N' A_0' + B_1' A_1'}{2}$, für G_2 die Größe $\frac{A_1 F_2'}{2}$ aus der Abb. 26 entnommen und im Krafteck Abb. 26a aufgetragen werden. Wird dann R_1 in Abb. 26 bis zum Schnittpunkt r_1' mit E_2 verlängert, von diesem Punkt eine Parallele $r_1' r_2$ zu 0.3 im Krafteck gezogen, so ergibt $r_2 M_2 \parallel 0.4$ im Krafteck, die Lage der Mittelkraft R_2 und damit ihren Angriffspunkt M_2 in der Lagerfuge $A_0 A$, der vollständig mit der auf einfachere Weise in Abb. 25 bestimmten Lage von M_2 übereinstimmt.

Die hier im Krafteck durch 0.5 ausgedrückte Teilkraft V der Mittelkraft R_2 hat natürlich dieselbe Größe, wie beim vorigen Verfahren ebenso die Teilkraft $\overline{4.5} = W$.

Wären noch mehr Mauerschichten vorhanden, so würden bei diesem Verfahren die weiter sich ergebenden Teilkräfte des Erddrucks E_3, E_4 . . . mit den Gewichten G_3, G_4 . . . der folgenden Mauerschichten in ihrer Aufeinanderfolge im Krafteck in gleicher Weise aneinanderzureihen und in der oben geschilderten Art im Mauerquerschnitt durch ein Seileck zusammenzusetzen sein.

Wie man sieht, ist das erste Verfahren für einfache Mauerkörper, wie die Abb. 25 und 26 sie darstellen, und für wagerechte Lagerfugen einfacher, als das soeben beschriebene. Für eine gebrochene hintere Wandfläche jedoch ist das letztere Verfahren nicht zu entbehren, da dann ohnehin die Erdteildrücke auf die einzelnen Wandflächen bestimmt und berücksichtigt werden müssen.

3. Ermittelung der Mittellinie des Druckes für eine Kaimauer. Hier kommt zu dem hinter der Mauer wirkenden Erddruck der von vorn sich äußernde Wasserdruck hinzu. In Abb. 27 u. 27a wurde die Art der Behandlung einer solchen Aufgabe durchgeführt und zwar ist, des besseren Vergleichs wegen, als Mauer genau dieselbe unter 1. und 2. für Erddruck allein behandelte Mauer zugrunde gelegt und als ständiger niedrigster Wasserstand der mit t Meter Tiefe eingezeichnete angenommen worden. Es muß nämlich für die Untersuchung der Standfestigkeit einer Kaimauer der niedrigste Wasserstand angenommen werden, weil dies die ungünstigste Beanspruchung darstellt, denn mit dem Wachsen der Höhe des Wasserstandes wird der dem Erddruck entgegenwirkende Wasserdruck größer, es verkleinert sich somit der durch den Erddruck bewirkte Schub und die Lage der Mittellinie des Druckes wird eine günstigere. Zur bequemeren Darstellung und besseren Übersichtlichkeit der Berechnung wurde die niedrigste Höhe des Wasserstandes so angenommen, daß T_0 in der halben Schichthöhe liegt, also daß $t_1 = \frac{h_1}{2} = \frac{h}{4}$ ist.

Für die Bestimmung der Größe und Lage der Mauergewichte G_1 und G_2 sowie der Erddruckteile E_1 und E_2 wurde das unter 2. mitgeteilte Verfahren vorausgesetzt, woher für diesen Teil der Aufgabe sämtliche Größen aus den Abb. 26 u. 26a unmittelbar in die Abb. 27 u. 27a übertragen werden konnten.

Für den Wasserdruck erhält man nach § 2, S. 416 die Druckfläche $A_0 T T_0$, indem $A_0 T = t$ senkrecht zu $A_0 B_0$ aufgetragen wird. Um die auf die erste und zweite Mauerschicht entfallenden Teile D_1 und D_2 des Wasserdruckes in dem im Krafteck (Abb. 27a) angenommenen Kräftemaßstab auftragen zu können, muß, da auch die Mauergewichte in den Gewichten gleich hoher Erdprismen ausgedrückt wurden, die Druckfläche $A_0 T T_0$ im Verhältnis $\frac{\gamma}{\gamma_0}$ verkleinert werden, wenn $\gamma_0 = 1000$ kg das Gewicht von 1 cbm Wasser und $\gamma = 1800$ das Gewicht von 1 cbm Erde bedeuten. Dies geschah in Abb. 27 in bekannter Weise zeichnerisch, indem auf die beliebig schräg gezogene Linie $A_0 U$ die Größen γ und γ_0 in beliebigem Maßstabe aufgetragen und zur Verbindungslinie UT die Parallele $U_0 T_2$ gezogen wurde.

Von der so gebildeten neuen Druckfläche entfällt auf die erste Schicht das Dreieck $B_1 T_1 T_0$, auf die zweite Schicht das Trapez $T_1 B_1 T_2 A_0$, in deren Schwerpunkten $\mathfrak{S}_1$ bzw. $\mathfrak{S}_2$ die Druckkräfte D_1 bzw. D_2 senkrecht zur Vorderfläche $A_0 B_0$ der Mauer gerichtet, angreifen. Um mit den gleichen Höhen wie bei der Mauer und bei der Druckfläche des Erddruckes rechnen zu können, verwandelt man nunmehr das Dreieck $T_2 T_0 A_0$ in das gleichwertige Dreieck $T_2' T_0 A_0$, indem $T_2 T_2' \parallel A_0 B_0$ gezogen wird, dann ist:

$$D_1 = \triangle T_1 T_0 B_1 \cdot 1 \cdot \gamma = \triangle T_1' T_0 B_1 \cdot 1 \cdot \gamma = \frac{T_1' B_1}{2} t_1 \cdot 1 \cdot \gamma$$
$$= \frac{T_1' B_1}{2} \cdot \frac{h_1}{2} \cdot 1 \gamma = \frac{T_1' B_1}{2} \cdot \frac{h}{4} \cdot 1 \cdot \gamma = \frac{T_1' B_1}{4} \cdot \frac{h}{2} \cdot 1 \cdot \gamma,$$

ebenso:

$$D_2 = \square T_1 B_1 A_0 T_2 \cdot 1 \cdot \gamma = \square T_1' B_1 A_0 T_2' \cdot 1 \cdot \gamma = \frac{A_0 T_2' + T_1' B_1}{2} \cdot \frac{h}{2} \cdot 1 \cdot \gamma,$$

demnach kann: $$D_1 = \frac{T_1' B_1}{4}$$

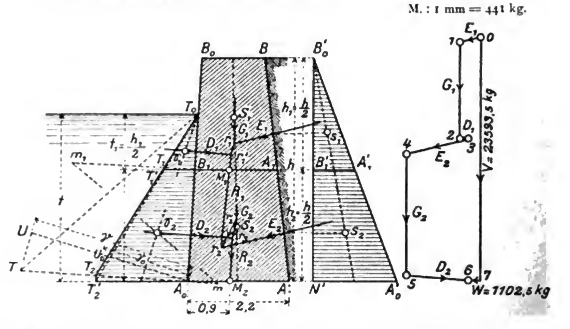
und $$D_2 = \frac{A_0 T_2' + T_1' B_1}{2}$$

unmittelbar aus der Zeichnung abgegriffen und im Krafteck der Abb. 27a aufgetragen werden.

Es wirken nunmehr die im Krafteck ihrer Größe und Richtung nach aufgetragenen sechs Kräfte E_1, G_1, D_1, E_2, G_2 und D_2 auf die Mauer ein, die in ihrer Aufeinander-

Abb. 27 u. 27a. Ermittelung der Mittellinie des Druckes für eine Kaimauer.

Abb. 27. Einwirkung der Kräfte im Querschnitt. Abb. 27a. Krafteck. M.: 1 mm = 441 kg.



folge im Mauerquerschnitt in Abb. 27 in der unter 2. besprochenen Weise durch ein Seileck verbunden, zusammengesetzt wurden.

Zieht man vom Schnittpunkt r_1 der beiden Kräfte E_1 und G_1 im Mauerquerschnitt zu $\overline{0.2}$ im Krafteck eine Parallele bis zum Schnitt r_1' mit D_1 und von hier eine Parallele zu $\overline{0.3}$, so ist dies die Mittelkraft R_1 der drei auf die obere Lagerfuge $B_1 A_1$ einwirkenden Kräfte G_1, E_1 und D_1 und M_1 ihr Angriffspunkt, d. h. ein Punkt der Mittellinie des Druckes.

Verlängert man R_1 bis zum Schnittpunkt r_2 mit E_2, zieht von diesem Punkt eine Parallele zu $\overline{0.4}$ bis zum Schnittpunkt r_2' mit G_2, dann eine Parallele zu $\overline{0.5}$ bis zum Schnittpunkt r_3 mit D_2 und endlich eine Parallele zu $\overline{0.6}$, so ist dies die Mittelkraft R_2 sämtlicher sechs Kräfte und ihr Schnittpunkt M_2 mit der Lagerfuge $A A_0$ der zweite Punkt der Mittellinie des Druckes.

Wie ersichtlich, wird durch den Einfluß des Wasserdruckes die Beanspruchung der unteren Lagerfuge $A A_0$ sich anders gestalten als in den Abb. 25 u. 26, indem der Angriffspunkt M_2 weiter hineinrückt und die Mittelkraft R_2 weniger geneigt ausfällt, so daß

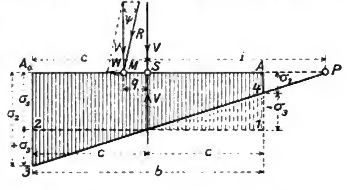
bei der Kaimauer die Schubkraft W mit 1102,5 kg kleiner, dagegen die senkrechte Teilkraft V mit 23593,5 kg erheblich größer, als bei der unter gleichen Verhältnissen in den Abb. 25 u. 26 als Stützmauer behandelten Mauer wird.

Welchen Einfluß aber die Verschiebung des Angriffspunktes, bzw. die Vergrößerung der senkrechten Teilkraft und die Vergrößerung oder Verkleinerung ihrer Neigung gegen die Senkrechte zur Lagerfläche auf die Beanspruchung der Lagerfläche ausübt und in welcher Weise die Mittelkraft sich über die Lagerfläche verteilt, wird der Inhalt des nächsten Paragraphen zeigen.

Bezüglich der Bestimmung der Standsicherheit von Kaimauern ist noch zu bemerken, daß der natürliche Böschungswinkel φ kleiner als bei Stützmauern und zwar gewöhnlich zu $\varphi = 20^0$ angenommen wird, weil man nicht weiß, in welchem Grade bei andauerndem Hochwasser die Hinterfüllungserde von der Feuchtigkeit durchzogen wird und dann stärker auf die Mauer drückt. Auch kann für die ständig unter Wasser liegenden Teile die Berücksichtigung des Auftriebes unter Umständen in Frage kommen.

§ 11. Verteilung des Druckes über die Lagerflächen. Die im vorigen Paragraphen für die einzelnen Mauerschichten ermittelten Mittelkräfte R_1, R_2 . . . schneiden die Lagerflächen in Punkten der Mittellinie des Druckes, die gleichzeitig ihre Angriffspunkte in den Lagerflächen darstellen.

Abb. 28. Verteilung des Druckes über die Lagerfläche.



Sei R in Abb. 28 eine solche im Punkte M angreifende, unter dem Winkel ψ gegen die Senkrechte zur Lagerfläche gerichtete Mittelkraft, so kann diese in eine in der Richtung der Lagerfläche wirkende Schubkraft W und in eine senkrechte Druckkraft V zerlegt werden. Es ist:

$$W = R \cdot \sin \psi, \tag{27}$$

$$V = R \cdot \cos \psi. \tag{28}$$

1. Wirkung der Schubkraft. Der Schubkraft $W = R \cdot \sin \psi$ wirkt die Adhäsion des Mörtels und die längs der Fuge stattfindende Reibung entgegen. Bezeichnet ι die für die Flächeneinheit geltende Adhäsion, F die Flächeneinheit der Lagerfläche und μ den Reibungskoeffizienten von Mauerwerk auf Mauerwerk, so ist:

$$W = R \cdot \sin \psi \leqq F \cdot \iota + \mu \cdot V, \tag{29}$$

oder

$$R \cdot \sin \psi \leqq F \cdot \iota + \mu \cdot R \cdot \cos \psi. \tag{30}$$

Wird die Adhäsion ι vernachlässigt, so ergibt sich:

$$\operatorname{tang} \psi \leqq \mu, \tag{31}$$

d. h. der Winkel ψ, den die Mittelkraft R mit der Senkrechten zur Fugenfläche bildet, muß gleich oder kleiner als der Reibungswinkel des Mauerwerks sein, da der Reibungskoeffizent μ gleich der Tangente des Reibungswinkels ist. In der Regel wird $\mu = 0{,}75$ angenommen und dabei $\iota = 0$ gesetzt. Wie bereits im § 9, S. 435 erwähnt, schwankt der Reibungswinkel des Mauerwerks zwischen 26^0 und 36^0. Es genügt daher, wenn $\psi \leqq 30^0$ ausfällt, um die Schubkraft W vernachlässigen zu können. Sonst müßte die über der Fuge $A_0 A$ befindliche Mauermasse entsprechend vergrößert oder beschwert werden, oder es müßten zur Verhinderung des Gleitens Hakenfugen oder Dollen angewendet werden.

2. Wirkung der Druckkraft. Der Druckkraft $V = R \cdot \cos\psi$ wirkt die rückwirkende Festigkeit des unter der Lagerfläche $A_0 A$ befindlichen Mauerwerks entgegen. Ist, wie bei Stütz- und Kaimauern in der Regel, die Lagerfläche ein Rechteck (s. Abb. 30) von der Länge b und der Breite a, so liegt der in M gefundene Angriffspunkt der Kraft V in der Mittelachse mm dieses Rechtecks in einer bestimmten Entfernung q vom Schwerpunkt S und man kann V ersetzt denken durch eine in S angreifende Kraft V und ein Kräftepaar VV (s. Abb. 28) mit dem Hebelarm q.

Die im Schwerpunkt S angreifende Kraft V bewirkt eine gleichmäßige Druckbeanspruchung der Lagerfläche, die für die Flächeneinheit (Quadratzentimeter) mit σ_s bezeichnet werden mag, so daß, wenn F der Flächeninhalt der Lagerfläche in Quadratzentimetern ist:

Abb. 29 u. 30.
Lage des Angriffspunktes im innern Drittel der Fuge.
Abb. 29. Aufriß.

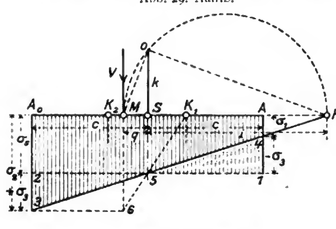
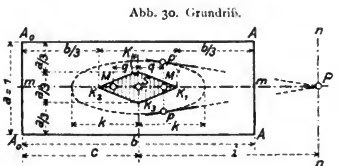


Abb. 30. Grundriß.



$$V = F \cdot \sigma_s, \tag{32}$$

oder

$$\sigma_s = \frac{V}{F}. \tag{33}$$

Wird die Breite der Lagerfläche $a = 1$ gesetzt, so stellt das Rechteck $A_0 A$ 1 2 in den Abb. 28, 29, 31 u. 32 die Druckfläche der für die Flächeneinheit durch die im Schwerpunkt S angreifende Kraft V hervorgerufenen Beanspruchung σ_s dar.

Das Kräftepaar VV erzeugt eine Biegungsbeanspruchung, die die Fugenfläche in eine geneigte Lage zu drehen sucht. Denkt man sich diese unendlich kleine in den Abb. 28 und 29 durch die Linie 3 4 dargestellte Drehung vollzogen und macht die allgemein übliche Annahme, daß die Lagerfläche nach der Drehung eine Ebene bleibt, so schneidet die neue Lage der Fugenfläche die frühere in einer senkrecht zur Bildebene stehenden Linie nn (s. Abb. 30) der sog. neutralen Achse oder Nullinie, die in den Abb. 28 und 29 durch den Punkt P dargestellt wird und in welcher der Übergang der Druckspannungen in Zugspannungen stattfindet. Während dieser Drehung verändert sich daher die Beanspruchung eines jeden Flächenelementes, indem die auf der Seite des Angriffspunktes M liegenden Punkte der Lagerfuge eine stärkere Pressung erhalten, während die durch σ_s auf der entgegengesetzten Seite hervorgerufene Pressung vermindert wird und sogar in eine Zugspannung (s. Abb. 32) verwandelt werden kann. Insbesondere wird der Druck an der Kante $A_0 A_0$ durch die Zusatzbeanspruchung σ_3 am stärksten werden, und es handelt sich in erster Linie darum, festzustellen, ob die Kantenpressung $\sigma_2 = \sigma_s + \sigma_3$ an der Kante $A_0 A_0$ nicht das zulässige Maß überschreitet.

a) Ermittelung der Kantenpressungen. Macht man die schon oben ausgesprochene Voraussetzung, daß die Lagerfläche auch nach der Drehung eben bleibt, so sind die Pressungen der einzelnen Flächenelemente proportional den Abständen von der neutralen Achse. Nach Abb. 29 erhält man daher:

$$\sigma_1 : \sigma_2 = (i - c) : (i + c), \tag{34}$$

ferner ist
$$\sigma_s = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} = \frac{V}{F}. \tag{35}$$

Aus diesen beiden Gleichungen ergibt sich:

$$\sigma_1 = \frac{V}{F}\left(1 - \frac{c}{i}\right), \tag{36}$$

$$\sigma_2 = \frac{V}{F}\left(1 + \frac{c}{i}\right). \tag{37}$$

Die Entfernung i der »neutralen Achse« oder »Nullinie« vom Schwerpunkt S kann unter Berücksichtigung des Trägheitsmomentes J der Fugenfläche F bestimmt werden, da das Moment der äußeren Kräfte $V \cdot q$ dem Moment der inneren Kräfte $\frac{J}{c} \cdot \sigma_3$ gleich sein muß.

Da aber $V = F \cdot \sigma_s$ und $J = F \cdot k^2$, wenn k die Halbachse der Trägheitsellipse bedeutet (s. Abb. 30) so ist:

$$F \cdot q \cdot \sigma_s = \frac{F \cdot k^2 \cdot \sigma_3}{c}, \tag{38}$$

da ferner aus den ähnlichen Dreiecken $\overline{3\ 2 \cdot 5}$ und $\overline{5 \cdot S \cdot P}$ in Abb. 29 sich ergibt, daß

$$\sigma_3 : \sigma_s = c : i, \tag{39}$$

so ist, weil aus Gleichung 38:
$$q = \frac{k^2 \cdot \sigma_3}{c \cdot \sigma_s}, \tag{40}$$

mit Rücksicht auf Gleichung 39:

$$i \cdot q = k^2. \tag{41}$$

Kennt man also k, so kann nach Abb. 29 k im Punkte S senkrecht zu $A_0 A$ aufgetragen, der Endpunkt o mit M verbunden und an diese Verbindungslinie bei o ein rechter Winkel angetragen worden. Wie der über MP geschlagene Kreisbogen zeigt, wird dadurch der Punkt P in der Entfernung i vom Schwerpunkt S auf der Verlängerung von $A_0 A$ herausgeschnitten und es erweist sich k wie nach Gleichung 41 erfordert als mittlere Proportionale zwischen i und dem gegebenen q. Der Halbmesser k der Trägheitsellipse bestimmt sich beim Rechteck aus der bekannten Beziehung:

$$J = F \cdot k^2 = \frac{ab^3}{12},$$

da $F = ab$, so ist:

$$k^2 = \frac{b^2}{12} \text{ und } k = \frac{b}{\sqrt{12}} = 0{,}2887\,b. \tag{42}$$

Setzt man $a = 1$ m $= 100$ cm, so wird $F = b = 2c$ in Zentimetern, und die Formeln 36 und 37 können auch geschrieben werden:

$$\sigma_1 = \frac{V}{100b}\left(1 - \frac{c}{i}\right) = \frac{V}{200c}\left(1 - \frac{c}{i}\right), \tag{36a}$$

$$\sigma_2 = \frac{V}{100b}\left(1 + \frac{c}{i}\right) = \frac{V}{200c}\left(1 + \frac{c}{i}\right). \tag{37a}$$

Wird ferner in Gleichung 40 die Größe $c = \frac{b}{2}$ und der Wert von $k^2 = \frac{b^2}{12}$ aus Gl. 42 eingesetzt, so erhält man:

$$q = \frac{2b^2 \cdot \sigma_3}{12b \cdot \sigma_s} \text{ und weil nach Gleichung 39: } \frac{\sigma_3}{\sigma_s} = \frac{c}{i},$$

so ist:
$$\frac{\sigma_3}{\sigma_s} = \frac{c}{i} = \frac{6q}{b}. \tag{43}$$

Die Größe $\frac{c}{i}$ kann also in den Gleichungen 36 und 37 auch durch $\frac{6q}{b}$ ersetzt werden, somit erhält man:

$$\sigma_1 = \frac{V}{100b}\left(1 - \frac{6q}{b}\right), \tag{36b}$$

$$\sigma_2 = \frac{V}{100b}\left(1 + \frac{6q}{b}\right). \tag{37b}$$

Eine einfache Bestimmung der Kantenpressungen auf zeichnerischem Wege[11]) besteht darin, daß nach Berechnung und Auftragung von σ_2 die Abschlußlinie 2.1 gezogen (siehe Abb. 29), ihr Schnittpunkt 5 mit der Mittellinie durch S mit dem Kernpunkt K_1 verbunden[12]) und vom Schnittpunkt 6 der verlängerten Linie K_1 5 mit der Senkrechten durch M eine Parallele zur Fuge A_0A gezogen wird. Diese schneidet in $A_0$3 die Größe σ_2 ab; σ_1 erhält man durch die Verbindungslinie 3.5 auf der Senkrechten durch A abgeschnitten. Dieselbe Konstruktion wurde auch in den Abb. 31 und 32 eingezeichnet.

Auf die im § 10 behandelte Stütz- bzw. Kaimauer angewendet, ergeben die Gleichungen 36b und 37b das Nachstehende.

α) *Für die Stützmauer* war nach den Abb. 25 u. 26: $V = 22932$ kg; $q = 0{,}5$ m; $b = 220$ cm, also:

$$\sigma_1 = \frac{22932}{100 \cdot 220}\left(1 - \frac{6 \cdot 0{,}5}{2{,}2}\right) = -0{,}38 \text{ kg f. d. qcm},$$

$$\sigma_2 = \frac{22932}{100 \cdot 220}\left(1 + \frac{6 \cdot 0{,}5}{2{,}2}\right) = 2{,}46 \text{ kg f. d. qcm}.$$

Bei gewöhnlichem Ziegelmauerwerk (s. Tab. II, S. 436) bleibt also die Pressung σ_2 an der vorderen Kante noch weit unter der zulässigen, jedoch ist der Querschnitt der Mauer unvorteilhaft, da die Fugenfläche zum Teil Zugspannungen ausgesetzt wird, was schon daraus geschlossen werden konnte (s. S. 439), daß der Angriffspunkt der Kraft aus dem inneren Drittel der Mauer herausfiel. Demnach wäre eine andere günstigere Querschnitt-Annahme zu machen und aufs neue zu untersuchen.

β) *Für die Kaimauer* ergaben die Abb. 27 und 27a $V = 23593{,}5$; $b = 220$ cm; $q = 0{,}2$ m. Demnach:

$$\sigma_1 = \frac{23593{,}5}{100 \cdot 220}\left(1 - \frac{6 \cdot 0{,}2}{2{,}2}\right) = 0{,}77 \text{ kg f. d. qcm},$$

$$\sigma_2 = \frac{23593{,}5}{100 \cdot 220}\left(1 + \frac{6 \cdot 0{,}2}{2{,}2}\right) = 2{,}63 \text{ kg f. d. qcm}.$$

Hier bleibt die Beanspruchung weit unter der zulässigen, da auch bei Anwendung von Ziegelmauerwerk Zementmörtel vorausgesetzt werden müßte, also $\sigma_2 = 5$ kg sein dürfte, demnach könnte hier der Mauerquerschnitt verringert und die Untersuchung dann wiederholt werden. Im § 12 finden sich Hinweise für die Wahl des Querschnittes für Stütz- und Kaimauern.

b) Einfluß der Lage des Angriffspunktes M der Kraft V; Kernpunkte. Liegt die Trägheitsellipse, wie in Abb. 30, gezeichnet vor, so bildet die »Nullinie« oder »neutrale Achse« nn die Antipolare des Angriffspunktes M in bezug auf die Trägheitsellipse, denn trägt man M auf die andere Seite nach M' hinüber und zieht die Sehne pp, so ergibt sich der in nn liegende Punkt P als Pol der Sehne pp und umgekehrt ist nn die Polare des Punktes M'.

[11]) S. »Hütte«, 17. Aufl. S. 392.

[12]) Über die »Kernpunkte« siehe weiter unten unter b.

Fällt die Nullinie nn mit der Fugenflächenkante AA zusammen, so ergibt die zeichnerische Ermittelung von M, da jetzt $i = c$ gegeben ist, nach Abb. 31, daß M mit einem bestimmten Punkte K_2, den man »Kernpunkt« nennt, zusammenfällt. Dieser Punkt K_2 stellt eine Grenzlage für den Angriffspunkt M fest, dennoch herrscht, wie die Abb. 31 zeigt, in der ganzen Fugenfläche Druckbeanspruchung, aber in der Kante AA wird die Beanspruchung bereits gleich Null und würde in eine Zugbeanspruchung übergehen, sobald die Nullinie in die Fugenfläche hineinfallen, d. h. sobald der Angriffspunkt M über den Punkt K_2 hinausrücken würde, wie dies die Abb. 32 veranschaulicht.

Bewegt sich die Nullinie an der Begrenzung der Fugenfläche so um diese herum, daß sie sie stets berührt, so umschreibt der Angriffspunkt M der Kraft V eine Fläche, die man den »Zentralkern« oder den »Kern« des Querschnittes nennt und welche anzeigt, daß für alle innerhalb dieses »Kerns« befindliche Angriffspunkte der äußeren Kraft, der Fugenquerschnitt nur auf Druck beansprucht wird. Für das Rechteck hat

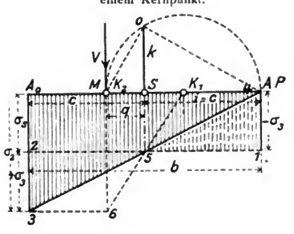


Abb. 31. Zusammenfallen des Angriffspunktes mit einem Kernpunkt.

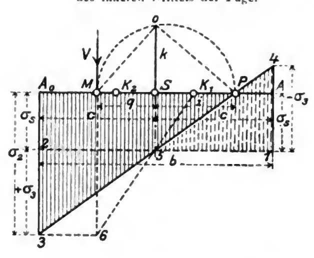


Abb. 32. Lage des Angriffspunktes außerhalb des des inneren Drittels der Fuge.

dieser »Kern« die Gestalt einer Raute (s. Abb. 30), deren Eckpunkte K_1 bis K_4 paarweise in den Entfernungen $\frac{1}{3}b$ bzw. $\frac{1}{3}a$ von den Kanten und voneinander entfernt liegen.

Im vorliegenden Fall, wo der Angriffspunkt M, wie oben erwähnt, stets in die Mittelachse mm fällt, kommen für die Beurteilung der Beanspruchung der Lagerfläche nur die Kernpunkte K_1 und K_2 (s. Abb. 30) in Betracht, und was im Nachstehenden für den Kernpunkt K_2, also für die linke Seite des Fugenquerschnitts abgeleitet wird, gilt sinngemäß angewendet auch für den Kernpunkt K_1 auf der rechten Querschnittseite. Ferner ist zu beachten, daß die Verteilung des Druckes in der geschilderten Weise nur erfolgt, wenn man es mit ebenen Lagerflächen zu tun hat. Bei Bruchsteinmauerwerk könnten dabei also nur die eben abgeglichenen Schichten in Frage kommen.

Es ergeben die Gleichungen 36 und 37 auf S. 445:

α) *Für den Grenzfall* $i = \infty$:

$$\sigma_2 = \sigma_1 = \frac{V}{F}\left(1 \mp \frac{c}{\infty}\right) = \frac{V}{F} = \sigma_s, \tag{44}$$

d. h. der Querschnitt ist gleichmäßig mit σ_s für die Flächeneinheit auf Druck beansprucht und der Angriffspunkt M fällt folglich mit dem Schwerpunkt S zusammen.

β) *Wird* $i > c$, *bleibt aber endlich*, so werden zwar die Beanspruchungen σ_1 u. σ_2 verschieden groß, haben aber dieselben Vorzeichen, die Fläche ist daher nur auf Druck beansprucht und der Angriffspunkt M liegt zwischen S und K_2. Diesen Fall stellen die Abb. 29 und 30 dar.

γ) *Für den Grenzfall* $i = c$ wird:

$$\sigma_1 = \frac{V}{F}\left(1 - \frac{c}{c}\right) = 0, \tag{45}$$

$$\sigma_2 = \frac{V}{F}\left(1 + \frac{c}{c}\right) = \frac{2\,V}{F} = 2\,\sigma_s. \tag{46}$$

Es fällt der Angriffspunkt M, wie schon oben erwähnt, mit K_2 zusammen, die Kantenpressung der Kante A_0A_0 wird doppelt so groß, als wenn V im Schwerpunkt S angreifen würde und die Kantenpressung in der Kante AA wird gleich Null. Dieser Fall ist in Abb. 31 dargestellt.

δ) *Wird* $i < c$, so fällt der Angriffspunkt M außerhalb des Kernpunktes K_2 und es wird σ_1 negativ. Der Punkt P fällt zwischen die Kante AA und den Kernpunkt K_1. Dieser Fall wird durch Abb. 32 veranschaulicht und man sieht, daß die Fugenfläche gewissermaßen von A_0A auf A_0P verkleinert worden ist, da nur dieser letztere Teil der Druckbeanspruchung zu widerstehen imstande ist.

Fällt P mit K_1 zusammen, so kommt M in die Kante A_0A_0 zu liegen und da hier $i = \frac{b}{6} = \frac{c}{3}$, so wird:

$$\sigma_1 = \frac{V}{F}\left(1 - \frac{3\,c}{c}\right) = -\frac{2\,V}{F} = -\,2\,\sigma_s \tag{47}$$

und

$$\sigma_2 = \frac{V}{F}\left(1 + \frac{3\,c}{c}\right) = \frac{4\,V}{F} = 4\,\sigma_s. \tag{48}$$

Aus diesen Darlegungen ist ersichtlich, daß der Angriffspunkt M stets zwischen die Kernpunkte K_2 und K_1, d. h. in das innere Drittel der Fugenfläche fallen muß, wenn letztere, worauf bei Mauerkörpern stets zu achten ist, nur auf Druck beansprucht werden soll.

§ 12. Wahl des Querschnittes für Stütz- und Kaimauern. Wie im § 6 gezeigt wurde, übt die Lage und Gestalt der hinteren Wandfläche einer Stützmauer einen Einfluß auf die Größe des Erddrucks aus. Auch seine Richtung (s. § 5) wird dadurch beeinflußt. Somit liegt es nahe, die vorteilhafteste Gestalt einer Stützmauer finden zu wollen.

Ganz allgemein läßt sich diese Aufgabe nicht lösen, da die Höhe der Wand, die Art der Hinterfüllungserde, die Höhe und Art der Überschüttung, die zu verwendenden Mauersteine, kurz die vorliegenden örtlichen oder sonst aufgezwungenen Verhältnisse in Frage kommen. Jedoch lassen sich, unter gewissen Voraussetzungen einige Hinweise auf die Ausbildung einer vorteilhaften Querschnittform geben, die im einzelnen Fall auf ihre Standsicherheit nach § 10 und 11 zu prüfen wäre.

Zunächst ist nachgewiesen, daß der Aufwand an Mauerwerk für eine Stützmauer von rechteckigem oder trapezförmigem Querschnitt mit wagerechten Lagerfugen größer wird, wenn die Böschung des durch sie abgestützten Erdkörpers anstatt an der Hinterkante an der Vorderkante der Mauerkrone beginnt [13]). Man wird also zweckmäßig die als eben anzunehmende Geländeböschung stets an der Hinterkante der Mauerkrone ansetzen lassen. Ferner geht aus den mit den Abb. 25 u. 26 vorgenommenen Untersuchungen hervor, daß die beidseitig mit Anlauf versehene Trapezform kein günstiges Ergebnis für eine Stützmauer liefert.

[13]) S. E. HAESELER, »Stütz- und Futtermauern«, im »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, I. Teil, 4. Aufl. 1905, Bd. 2, Kap. III, S. 355.

Geht man nun vom lotrecht stehenden Rechteck A_0B_0BA (s. Abb. 33 bis 37) aus, das so bestimmt sein soll, daß die Mittelkraft R aus Mauergewicht G und Erddruck E die untere Fuge A_0A im Kernpunkt K_2 schneidet, so kann dieser so bestimmte, den Bedingungen der Standsicherheit vollständig entsprechende Rechteckquerschnitt in nachstehender Weise abgeändert und unter sonst gleichen Umständen in einen verhältnismäßig günstigeren verwandelt werden.

1. Denkt man sich in Abb. 33 das Rechteck A_0B_0BA zum Parallelogramm $A_0B_0'B'A$ verschoben, so ändert sich nichts am Flächeninhalt, also auch nichts am Gewicht G der senkrecht zur Bildfläche 1 m lang angenommenen Mauer. Der Schwerpunkt S bewegt sich wagerecht nach S' und solange dieser genügend unterstützt ist und die Kantenpressung in A die zulässige Beanspruchung nicht übersteigt, bleibt die Mauer auch in unhinterfülltem Zustande noch standsicher (vgl. § 14, S. 456). Der Erddruck E' erhält zwar eine flachere Richtung, wird aber kleiner (s. § 6, S. 427) und es wird der Angriffspunkt M

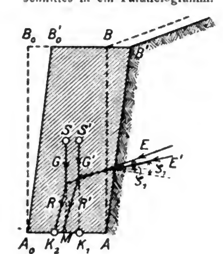


Abb. 33. Abänderung des Rechteckquerschnittes in ein Parallelogramm.

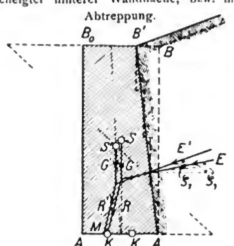


Abb. 34. Trapezförmiger Querschnitt mit geneigter hinterer Wandfläche, bzw. mit Abtreppung.

der Mittelkraft R' weiter in die Fuge A_0A (s. Abb. 33) hineinrücken, so daß, wenn auch keine Ersparnis an Mauerwerk eintritt, so doch die Beanspruchung der Fuge A_0A eine günstigere wird.

2. Wird, wie in Abb. 34 eingezeichnet, statt der lotrechten hinteren Wandfläche AB, eine geneigte, oder mit Abtreppung versehenen Wandfläche AB' angenommen, so wird das Mauergewicht verringert und der Schwerpunkt S rückt nach S' weiter hinaus. Dabei vergrößert sich der Erddruck (s. § 6, S. 427) und obgleich seine Richtung steiler wird, kann der Angriffspunkt M der Mittelkraft R' infolge der Verringerung des Mauergewichtes über den Kernpunkt K_2 hinausfallen, wodurch die Fuge A_0A eine ungünstigere Beanspruchung erleidet.

Für Stützmauern ist daher trotz der Ersparnis an Mauerwerk der Querschnitt nach Abb. 34 nicht zu empfehlen, dagegen wird er meist bei Kaimauern verwendet, weil bei diesen die Mittelkraft R', durch den von vorn hinzutretenden Wasserdruck, wieder hineingedrückt, also günstig beeinflußt wird. Dabei ist die Krone, um dem Anprall der Schiffe widerstehen zu können, mindestens 1 bis 1,5 m stark anzunehmen, und den Absätzen an der Hinterseite ist, der besseren Entwässerung wegen, eine leichte Neigung zu geben.

3. Wird der Mauer nach Abb. 35 (s. S. 450) an der Vorderfläche ein Anzug gegeben, so wird das Mauergewicht kleiner, der Schwerpunkt S verlegt sich in günstigem Sinne nach S', der Erddruck bleibt gleich groß und gleich gerichtet und die Mittelkraft R' wird die

Fuge A_0A jedenfalls hinter dem Kernpunkt K_2' in M treffen. Unter gleichzeitiger Ersparnis an Mauerwerk wird also hierbei die Standsicherheit der Mauer erhöht.

4. Ein ähnliches Ergebnis erhält man, wenn nach Abb. 36 am Fuß ein stärkerer Anzug angenommen und dann lotrecht hinaufgegangen wird. Nur muß hier die Bedingung eingehalten werden, daß die Mittelkraft R_1 aus dem Gewicht G_1 des oberen Mauerteils $B_1B_0'BA_1$ und dem auf diesen entfallenden Erddruck E_1 die Fuge B_1A_1 in K_2'' trifft und die Kantenpressung bei B_1 die zulässige Beanspruchung nicht übersteigt, damit die Standfestigkeit dieses oberen Teils gesichert ist. Die Lage des Gesamtschwerpunktes S vom Querschnitt $A_0B_1B_0'BA_1A$ liegt hier noch günstiger als in Abb. 35, so daß auch hier dieselben, unter 3. angeführten Vorteile sich geltend machen.

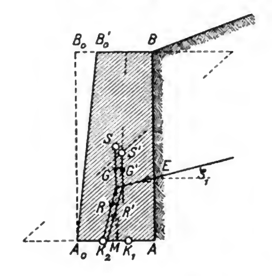
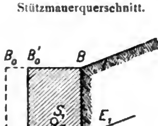


Abb. 35. Trapezförmiger Querschnitt mit vorderem Anlauf.



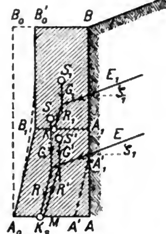


Abb. 36. Zusammengesetzter Stützmauerquerschnitt.

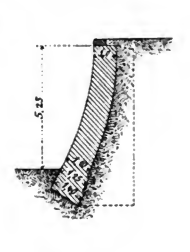
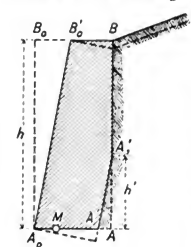


Abb. 37. Englischer Stützmauerquerschnitt.

5. Eine weitere Ersparnis an Mauerwerk läßt sich hier sowohl als auch bei dem unter 3. besprochenen trapezförmigen Querschnitt mit Anzug an der Vorderfläche der Mauer (s. Abb. 38) durch Unterschneidung nach der Linie $A'A_1'$ erzielen, nur muß der Schwerpunkt S' unterstützt bleiben und die Pressung an der Hinterkante A' der verkleinerten Fuge A_0A', vor der Hinterfüllung der Mauer, die zulässige Beanspruchung nicht überschreiten. Ersetzt man die so entstandenen gebrochenen Begrenzungslinien der Querschnittfläche, wie dies für die vordere Seite in Abb. 36 angedeutet wurde, durch Kurven, so gelangt man zu der Querschnittform der **englischen** Stützmauer (s. Abb. 37)[14], die das Bestreben zeigt, sich möglichst der Mittellinie des Druckes anzuschließen, jedoch in unverfülltem Zustande nicht den Bedingungen der Standsicherheit entspricht, wenn nicht an der Hinterseite Strebepfeiler angeordnet werden. Auch bietet die Ausführung Schwierigkeiten und erfordert sehr geübte Maurer.

Abb. 38. Trapezförmiger Querschnitt mit Unterschneidung.



6. Wird in Abb. 38 die Unterschneidung so vorgenommen, daß $A'A_1' \parallel A_0B_0'$ gemacht wird, so findet sich die günstigste Unterschneidungshöhe zu

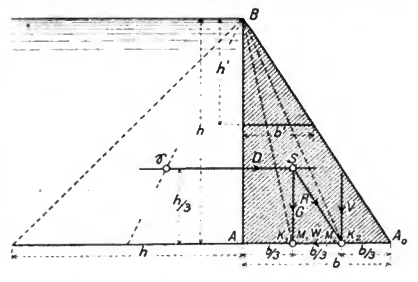
$$h' = 0{,}4\,h,$$

[14]) Entnommen E. HAESELER, »Stütz- und Futtermauern« im »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, I. Teil, 4. Aufl. 1905, Bd. 2, Kap. III, S. 378.

wenn der Angriffspunkt M der Mittelkraft R' im Drittel der Grundlinie $A_0 A'$ liegt, also $A_0 M = \frac{1}{3} A_0 A'$ ist. Zugleich wird das Standmoment in bezug auf M am größten, wenn für die Vorderfläche als Anlauf $\frac{1}{5}$ angenommen wird. Stellt man dabei die Lagerfugen senkrecht zur Vorderfläche, wie dies in Abb. 38 für die untere Lagerfuge gestrichelt eingezeichnet wurde, so erzielt man ein noch günstigeres Standmoment[15].

§ 13. Ermittelung des Querschnittes einer Staumauer. Während die Querschnittbestimmung der Stütz- und Kaimauern nach den Verfahren der §§ 10 und 11 ermittelt werden kann, indem für einen angenommenen Mauerquerschnitt die Mittellinie des Druckes, die in den einzelnen Lagerflächen wirkenden Mittelkräfte und die Kantenpressungen bestimmt werden und, entsprechend genügender, oder zu großer oder zu geringer Beanspruchung der Lagerflächen, der Mauerquerschnitt als zureichend anerkannt, oder entsprechend abgeändert wird; ist bei der Ermittelung des Querschnittes einer Staumauer ihre Standsicherheit, unter Berücksichtigung der im § 9, S. 435 zusammengestellten allgemeinen Bedingungen, für **gefülltes** und **leeres** Becken gesondert zu untersuchen und danach der endgültige Querschnitt zu bestimmen.

Abb. 39.
Standsicherheit einer Talsperre von dreieckigem Querschnitt.



Man kann vom dreieckförmigen oder vom trapezförmigen Querschnitt ausgehen[16]. Der erstere Weg führt leichter zu den neueren Querschnittformen der Talsperren und soll daher hier gewählt werden. Haben die in Abb. 39 eingeschriebenen Buchstaben die frühere Bedeutung, so ist für eine Mauerlänge = 1 (senkrecht zur Bildfläche gemessen):

$$\text{der Wasserdruck } D = \frac{h^2}{2} \cdot \gamma, \tag{49}$$

$$\text{das Mauergewicht } G = \frac{b \cdot h}{2} \cdot \gamma_1. \tag{50}$$

Die Mittelkraft $R = \sqrt{D^2 + G^2}$ greift im Schwerpunkt S das Dreieck ABA_0 an. Soll der Angriffspunkt M in der Fuge AA_0 mit dem Kernpunkt K_2 zusammenfallen, soll also R die Fuge im vorderen Drittel schneiden, so muß $R \parallel A_0 B$ liegen. In bezug auf den Punkt K_2 folgt ferner die Momentengleichung:

$$D \cdot \frac{h}{3} = G \cdot \frac{b}{3}, \tag{51}$$

oder nach Einsetzung der obigen Werte von D und G:

$$\frac{h^2 \cdot h}{2 \cdot 3} \cdot \gamma = \frac{b \cdot h \cdot b}{2 \cdot 3} \cdot \gamma_1,$$

[15] S. E. Haeseler, »Stütz- und Futtermauern« im »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, I. Teil, 4. Aufl. 1905, Kap. III, S. 349 u. 351.
[16] Daselbst S. 367.

woraus: $$h^2 \cdot \gamma = b^2 \cdot \gamma_1 \text{ oder } \frac{b}{h} = \sqrt{\frac{\gamma}{\gamma_1}}. \tag{52}$$

Die untere Breite b der Talsperre hängt also wesentlich von der Wassertiefe h und vom Gewicht des zu verwendenden Materials γ_1 ab.

Ist beispielsweise $h = 25$ m, $\gamma = 1000$ kg für 1 cbm Wasser, $\gamma_1 = 2400$ kg für 1 cbm Mauerwerk, so ergibt sich:

$$b = 25 \sqrt{\frac{1000}{2400}} = 16{,}1 \text{ m}.$$

Da $R = \sqrt{D^2 + G^2} = \sqrt{W^2 + V^2}$, wird $W = D$ und $V = G$ und die Kantenpressung bei A_0 ist nach Gleichung 46 für gefülltes Becken:

$$\sigma_2 = \frac{2\,G}{F} = \frac{2\frac{1}{2}\,b \cdot h \cdot \gamma_1}{b} = h \cdot \gamma_1 = 25 \times 2{,}4 = 60 \text{ t/qm} = 6 \text{ kg/qcm}.$$

Für die Kante A wird nach Gleichung 45:

$$\sigma_1 = 0.$$

Ist das Becken leer, so wirkt nur das Mauergewicht G, aber im Kernpunkt K_1', und es wird die Kantenpressung bei A ebenfalls gleich 6 kg/qcm.

Dieses Ergebnis kann für gutes Material nicht nur als zulässig angesehen werden, sondern es könnten sich die Kantenpressungen sogar bis zu 8 oder 10 kg/qcm vergrößern.

Als Mittellinien des Druckes ergeben sich für volles bzw. leeres Becken die in Abb. 39 gestrichelt eingezeichneten Linien BK_2' bzw. BK_1', da für jede beliebige Tiefe h' unter dem bis an die Oberkante B reichenden Wasserspiegel die Mauerdicke b' in demselben Verhältnis zu h' steht wie b zu h, so daß:

$$\frac{b}{h} = \frac{b'}{h'} = \sqrt{\frac{\gamma}{\gamma_1}}. \tag{52a}$$

Die Schub- oder Schwerkraft $W = D$ muß nach Gleichung 29, S. 443 die Bedingung erfüllen:

$$D \leqq b \cdot r + G \cdot \mu.$$

Wird $r = 0$ und $\mu = 0{,}75$ gesetzt (s. S. 443), so muß

$$\frac{h^2}{2} \cdot \gamma \leqq \frac{b \cdot h \cdot \gamma_1}{2} \cdot 0{,}75 \text{ oder } h \cdot \gamma \leqq b \cdot \gamma_1 \cdot 0{,}75.$$

Für die obigen Werte erhält man:

$$25 \cdot 1000 < 16{,}1 \cdot 2400 \cdot 0{,}75,$$

somit ist auch gegen Abgleiten genügende Sicherheit vorhanden.

Anschließend an die in Abb. 39 untersuchte Dreieckform der Talsperre, die praktisch nicht ausführbar ist, weil die Krone schon deshalb eine gewisse Breite haben muß, um mindestens begehbar, wenn nicht auch befahrbar zu sein und aus diesem Grunde auch über den gestauten höchsten Wasserstand hinausragen muß; kann die Form des Mauerquerschnitts nach Abb. 40, so abgeändert werden, daß ein 2,5 bis 6 m breiter, 2 bis 3,5 m über den Hochwasserspiegel hinausragender Kopf $B_1 B_0 B_0' A_1$ von rechteckigem Querschnitt aufgesetzt, an der Wasserseite, bis zum Kopf reichend, ein Anlauf von 1 : 30 bis 1 : 10 angeordnet und zwischen dem unteren Teil $A B_2 A_2 A_0$, dem sog. Rumpf, und dem Kopf ein Zwischenglied $B_2 B_1 A_1 A_2$, der sog. Hals, eingeschoben wird.

Damit erhält man eine den neueren Querschnittformen der Talsperren (s. Abb. 41 bis 46, S. 454) sich nähernde Form, die noch weiter ausgebildet werden kann, indem die Seitenzahl des Vielecks $A_0 A_2 A_1 B_0'$ an der Außenfläche vermehrt und das Vieleck schließlich durch eine sich anschmiegende Kurve ersetzt wird. Dies erfolgt wesentlich in dem Be-

streben die Kantenpressungen in den verschiedenen Höhen der Mauer möglichst gleich zu machen, da durch das Aufsetzen des Kopfes, durch die Anordnung des Anlaufs auf der Wasserseite und durch das Einschieben des Halses auch die in der Dreieckform der Abb. 39 so einfach sich ergebenden Drucklinien eine Verschiebung erfahren.

Der Rumpf $AB_2A_2A_0$ ruht auf dem, in Abb. 40 fortgelassenen, sog. **Fuß** der Talsperre, der, entsprechend der Tragfähigkeit des Baugrundes, diesem angepaßt sein muß und in der Regel eine beträchtliche Verbreiterung erfährt (s. Abb. 43 bis 46), damit die Kantenpressung an der Fundamentsohle möglichst gering ausfällt. Behält man vorläufig die in Abb. 40 angenommene Anordnung des Mauerquerschnittes bei, so sind zunächst

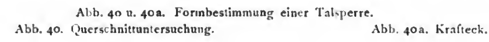
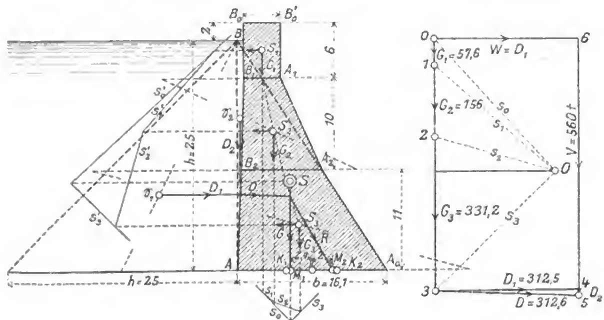


Abb. 40 u. 40a. Formbestimmung einer Talsperre.
Abb. 40. Querschnittuntersuchung. Abb. 40a. Krafteck.



die Gewichte G_1, G_2 und G_3 der einzelnen Mauerteile und deren Schwerpunkte S_1, S_2 und S_3, zu bestimmen. In Abb. 40 wurde dann mit Hilfe des Kraftecks (in Abb. 40a) der Schwerpunkt S der ganzen Mauer dadurch festgelegt, daß die Gewichte der Mauerteile einmal in lotrechter, dann in wagerechter Richtung wirkend angenommen und durch die beiden Seilecke s_0 bis s_3 und s_0' bis s_3' zusammengesetzt wurden, deren Seiten s_0 bis s_3 parallel, deren Seiten s_0' bis s_3' senkrecht zu den entsprechenden Seiten des Kraftecks stehen.

Das Gesamtgewicht G der Mauer trifft bei **leerem** Becken die Fuge AA_0 im Punkte M_1 in der Nähe des Kernpunktes K_1, liegt aber noch innerhalb des Kernes. Nach Gl. 36b und 37b (s. S. 446) ergeben sich daher bei leerem Becken als Kantenpressungen:

$$\text{im Punkte } A\text{:} \quad \sigma_2 = \frac{544,8}{16,1}\left(1 + \frac{6 \cdot 2,4}{16,1}\right) = 64,3 \text{ t/qm} = 6,43 \text{ kg/qcm},$$

$$\text{im Punkte } A_0\text{:} \quad \sigma_1 = \frac{544,8}{16,1}\left(1 - \frac{6 \cdot 2,4}{16,1}\right) = 3,4 \text{ t/qm} = 0,34 \text{ kg/qcm}.$$

Der gesamte Wasserdruck ergibt sich nach § 2, S. 417 zu $D = \sqrt{D_1^2 + D_2^2} = 312,6$ t, wie dies das Krafteck Abb. 40a veranschaulicht, wo er mit dem Gewicht der ganzen Mauer zusammengesetzt, im Mauerquerschnitt (s. Abb. 40) die Mittelkraft R ergibt, die innerhalb des inneren Drittels der Lagerfläche im Punkte M_2 angreift.

Für das **gefüllte** Becken ergeben sich somit als größte Kantenpressungen:

Abb. 41 bis 46. Querschnitte von Staumauern. M. 1 : 1000.

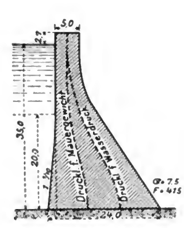


Abb. 41. Querschnitt nach KUHN.

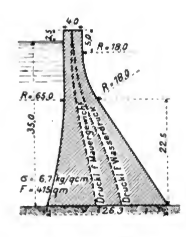


Abb. 42. Querschnitt nach HARLACHER.

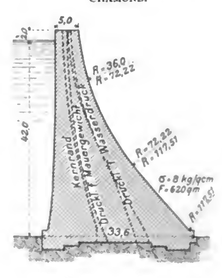


Abb. 43. Staumauer von CHAMOND.

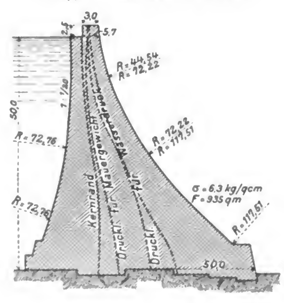


Abb. 44. Staumauer von ST. ETIENNE.

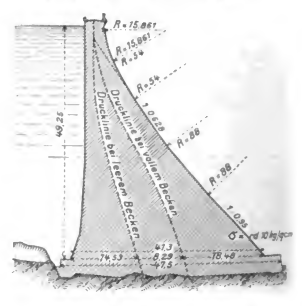


Abb. 45. Staumauer von CHARTRAIN.

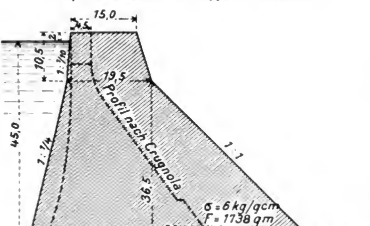


Abb. 46. Staumauer der Gileppe bei VERVIERS.

im Punkte A:

$$\sigma_1 = \frac{560}{16,1}\left(1 - \frac{6 \cdot 2}{16,1}\right)$$

$= 8,9$ t/qm $= 0,89$ kg/qcm,

im Punkte A_0:

$$\sigma_2 = \frac{560}{16,1}\left(1 + \frac{6 \cdot 2}{16,1}\right)$$

$= 60,7$ t/qm $= 6,07$ kg/qcm.

Demnach entspricht die Staumauer auch in ihrer abgeänderten Form bezüglich der Lagerfuge AA_0 den zu stellenden Anforderungen.

Hier mag bemerkt werden, daß man bei der Berechnung der Staumauern den Wasserstand bis zur

Krone, also bis zum Punkte B_0 reichend, anzunehmen pflegt, um einigermaßen dem Stoß etwaiger Wellen Rechnung zu tragen. Hier wurde dies unterlassen, um die Gestalt der Talsperre deutlicher hervortreten zu lassen.

Nun müßte für die einzelnen Mauerteile $B_1 B_0 B'_0 A_1$ und $B_2 B_1 A_1 A_2$, nach Anleitung der §§ 10 u. 11 die Untersuchung durchgeführt, die Kantenpressung in den Punkten B_1, A_1, B_2 und A_2 für leeres und volles Becken bestimmt und dann die endgültige Form des Mauerquerschnitts festgestellt werden. Es wurde hiervon jedoch in der Abb. 40 Abstand genommen, um sie nicht durch zu viel Linien unübersichtlich zu machen. Auch wäre es nur eine Wiederholung des bereits ausführlich Besprochenen.

In den Abb. 41 bis 46 wurden verschiedene neuere Querschnittformen von Talsperren mit eingezeichneten Drucklinien dargestellt. Der Querschnitt der Staumauer von CHARTRAIN (s. Abb. 45) schließt sich am meisten der Dreieckform an und wurde auf dem V. internationalen Binnenschiffahrtskongreß zu Paris 1892 als mustergültig und allen Ansprüchen genügend anerkannt [17]). Aber auch die übrigen Querschnitte zeigen das Bestreben, den oben entwickelten Grundsätzen gerecht zu werden. Wie sehr an Mauerwerk gespart werden kann zeigt Abb. 46, in welcher ein Vergleich des Querschnittes der bekannten Talsperre von Gileppe mit einem für gleiche Verhältnisse von CRUGNOLA entworfenen Profil dargestellt erscheint.

C. Ausführung der Stütz-, Futter-, Kai- und Staumauern.

§ 14. Ausführung der Stütz-, Futter- und Kaimauern. Wenn auch in neuerer Zeit vielfach für die hier zu behandelnden »Stütz-« und »Schutzbauten« der Eisenbeton zur Anwendung gekommen ist, so sind Steinbauten in vielen Fällen gar nicht zu vermeiden und bilden die Grundlage für die Weiterentwickelung derartiger Anlagen. Auch kann man bei der Ausführung in Eisenbeton nicht mehr von »Mauern« sprechen, sondern es sind versteifte »Wandbildungen«, die im § 15 eine gesonderte Besprechung erfahren sollen, während hier die Ausführungen der in Frage stehenden Bauten aus Mauerwerk zu behandeln sind.

1. Das Mauerwerk und die Bauausführung der Stütz-, Futter- und Kaimauern. Bezüglich der Gründung dieser Bauten kann auf das Kap. VI: »Grundbau« im II. Bande dieses Lehrbuchs verwiesen werden. Hier mag nur darauf aufmerksam gemacht werden, daß den Berechnungen ein unnachgiebiges Fundament zugrunde gelegt wird und daß die Unterlagen für die Berechnung sich sofort ändern, sobald diese Voraussetzung nicht mehr zutrifft. Es ist daher hier ganz besonders darauf zu achten, daß die zulässige Beanspruchung des Fundamentes bzw. des Baugrundes richtig festgestellt und nicht überschritten wird.

Für die Ausführung des Mauerwerks ist bei allen drei Mauergattungen zu beachten, daß unter sonst gleichen Verhältnissen die Anwendung schwererer Steine, wenn sie zu annähernd gleichen Preisen zu erhalten sind, vorzuziehen ist, weil dadurch der Mauerquerschnitt, bzw. der Rauminhalt der Mauer sich verkleinert, was einer Ersparnis gleichkommt.

Als geringstes Maß für die Mauerstärke können bei Bruchsteinen 60 bis 75 cm, bei Backsteinen 51 cm = 2 Steinlängen angesehen werden. Wird Trockenmauerwerk verwendet, so ist, je nach der Lagerhaftigkeit der Steine, das 1,25 bis 1,5fache des unter gleichen Verhältnissen zu verwendenden Mörtelmauerwerks anzunehmen.

---

[17]) Vgl. ZIEGLER, Der Talsperrenbau, Berlin 1900, I. Teil, S. 157.

Vielfach hat man bei stärkeren Mauern den Kern (s. Abb. 47 u. 49) oder die Hintermauerung aus Bruchsteinen, Backsteinen oder Beton hergestellt, während die Außenfläche mit Quadern, zugehauenen Bruchsteinen oder besseren Backsteinen verblendet wurde. Bei einer derartigen Ausführung mit verschiedenartigen Steinen muß langsam gemauert werden, und es dürfen die anzuwendenden Quadern nur geringe Höhen erhalten, damit ein verschiedenartiges Setzen der frischen Mauer und hiermit im Zusammenhang stehende Rißbildungen vermieden werden.

Die Lagerflächen können wagerecht oder, zur Vergrößerung der Standsicherheit, bzw. zur Verhinderung des Gleitens der Schichten, senkrecht zu der mit Anzug versehenen Vorderfläche, oder endlich namentlich bei Trockenmauerwerk (s. Abb. 111, S. 69 im I. Kap.) gekrümmt angeordnet werden. Geneigte Lagerflächen bieten jedoch Anlaß zum Eindringen des Tagewassers und damit zum Auslaugen des Fugenmörtels. Jedenfalls müssen die Fugen in diesem Fall auf der Vorderseite der Mauer besonders sorgfältig mit Zementmörtel ausgefugt werden.

Die Krone der Mauer wird am besten mit 10 bis 15 cm starken Steinplatten abgedeckt, die nur bei Kaimauern verklammert zu werden brauchen. Bruchsteinmauern kann man auch mit behauenen Bruchsteinen in Zementmörtel, Backsteinmauern mit einer Backsteinrollschicht ebenfalls in Zementmörtel abdecken.

Als Mörtel ist für Kaimauern Zement- oder Traßmörtel (1 Traß, 2 Kalk, 3 Sand bis 1 Traß, 1 Kalk, 1 Sand), für gewöhnliche Stützmauern besser ebenfalls kein reiner Kalkmörtel, sondern ein Mörtel mit Wassererhärtung zu verwenden, da die Hinterseite der Stützmauer stets der Erdfeuchtigkeit ausgesetzt ist und reiner Kalkmörtel hier nicht zum Erhärten und Abbinden kommen würde.

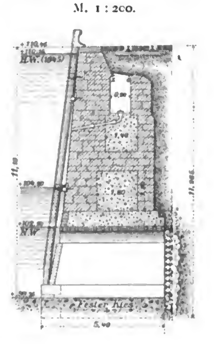
Bei Stützmauern in Kalkmörtel ist es daher unbedingt erforderlich, daß die Hinterfüllungserde nicht sofort eingebracht wird, sondern, daß die Mauer einige Wochen frei stehen bleibt, damit sie gehörig austrocknen kann. Dann werden zum Schutz der Mauer die Fugen der Hinterseite sorgfältig mit gutem Zementmörtel verstrichen, oder es wird wohl auch die ganze Fläche mit einem Rapputz aus Zementmörtel versehen und darauf erst die Hinterfüllungserde in wagerechten Schichten von etwa 30 cm Höhe eingestampft. Zur Hinterfüllung der oberen Mauerschichten und der Mauerkrone verwendet man bei wagerechter Geländeoberfläche und wagerechten Lagerfugen, bis auf etwa 1,5 m Tiefe und 1 m Breite am besten wasserdurchlässiges Schuttmaterial, wie Sand, Schotter, Steine und dgl., weil man beobachtet hat, daß mit Wasser gesättigte Erdschichten beim Gefrieren leicht die oberen Mauerschichten herausschieben. Ist die Hinterseite der Mauer mit einer Abtreppung versehen (s. Abb. 34), so muß jeder Absatz in einer Neigung von 1 : 2 mit einem Überzuge aus Zementmörtel oder Asphalt, oder auch mit einer doppelten Ziegelflachschicht in Zementmörtel abgedeckt werden.

Trotz dieser Abdichtungen ist außerdem die Ansammlung von Wasser hinter der Mauer in jeder Weise zu verhindern, indem an geeigneten Stellen über der Grundmauer, oder in der Höhenlage einer etwa vorhandenen undurchlässigen Erdschicht, Entwässerungskanäle oder Röhren in 5 bis 10 m Entfernung voneinander durch die Mauer zur Abführung des Wassers hindurchgeführt werden. Sind hinter der Mauer wasserführende Schichten vorhanden, so sind diese durch Sickerschlitze (s. Abb. 54 bis 56) und Röhren (s. Abb. 50 u. 51) nach einem am Fuß der Mauer anzuordnenden Sammelkanal, durch erstere hindurch, zu entwässern.

Bei Kaimauern können die Entwässerungsröhren nur in Höhe des Nieder-, bzw. Mittelwasserstandes angebracht werden (s. Abb. 47), und sind mit Klappen zu versehen, die sich bei höheren Wasserständen selbttätig schließen.

2. Futtermauern könnten im allgemeinen schwächer als Stützmauern hergestellt werden (s. § 1, S. 415). Da aber in den meisten Fällen der natürliche Böschungswinkel des gewachsenen Bodens nicht mit Sicherheit festzustellen ist, demnach auch die angreifenden Kräfte nicht genau bestimmt werden können, so ist es geraten, wie dies bei der Gotthardbahn befolgt wurde, die Futtermauern als Stützmauern zu berechnen und zu behandeln, solange der angeschnittene Boden erst bei $1\frac{1}{2}$facher Böschung standhält. Läßt sich der Boden steiler anschneiden, so kann die Krone der Futtermauer 20 bis 40% schwächer angenommen werden, als diejenige einer Stützmauer von gleicher Höhe. Hat die Futtermauer nur Fels zu verkleiden und vor Verwitterung zu schützen, so genügt an der Krone eine Stärke von 40 cm. Je nach der Höhe erhält sie dann nach unten hin eine entsprechende Verstärkung. Im übrigen gelten für Futtermauern dieselben Ausführungsbestimmungen, wie für Stützmauern.

Abb. 47. Kaimauer am Winterhafen in Dresden-Friedrichstadt. M. 1 : 200.



3. Kaimauern. Während für gewöhnliche Stützmauern die durch die Abb. 33 bis 38, S. 449 u. 450 dargestellten Querschnitte genügende Hinweise geben, mögen für die Ausbildung von Kaimauern die in den Abb. 47 bis 49 gebotenen Beispiele noch eine weitere Erläuterung zu den unter 1. zusammengestellten Ausführungsbestimmungen liefern.

Die in Abb. 47[18]) dargestellte Kaimauer von einem Winterhafen in Dresden-Friedrichstadt, ist aus Granitbruchsteinen in Zementkalkmörtel (1 Zement, $\frac{1}{2}$ Kalk, 5 Sand) hergestellt. Es wurden zwei mit Sparbeton (1 Zement, 1 Kalk, 8 Sand, 12 Steinschlag) ausgestampfte Aussparungen angeordnet, um an Mauerwerk zu sparen. Die Mauer ruht auf einzelnen, durch Gewölbe miteinander verbundenen Pfeilern aus Stampfbeton (1 Zement, 1 Kalk, 5 Sand, 7 Steinschlag), die einen Stein stark mit Eisenklinkern verblendet sind. Der Raum zwischen je zwei Pfeilern ist an der Hinterseite durch alte übereinander eingemauerte Eisenbahnschienen geschlossen, hinter denen eine Steinpackung dem Grundwasser den Durchfluß zum Hafen gestattet.

Im oberen Teil der Mauer ist ein begehbarer Kanal von 1,65 m mittlerer Höhe und 0,9 m Breite angelegt, der verschiedene Leitungen aufnimmt und mittels einer Längsrinne entwässert wird, indem 75 mm weite, mit selbsttätigen Verschlußklappen versehene Röhren das Wasser bei Mittelwasserstand abfließen lassen.

Zur Ausgleichung der durch Wärmeunterschiede hervorgerufenen Längsbewegungen der Mauer, ist diese über der Mitte jedes zehnten Grundpfeilers in ganzer Höhe mit einer lotrechten 15 mm weiten, offenen Fuge versehen, die an der hinteren und vorderen Seite durch Zementmörtel geschlossen ist.

Abb. 48 zeigt die Kaimauer im Hafen zu Breslau[19]), die aus Beton (1 Zement, 5 Kiessand, 4 Granitschotter, 2 Granitgrus) mit Granitverblendung und im obersten Teil ganz aus Granitmauerwerk besteht. Zur Verstärkung und zur Sicherung gegen Riß-

[18]) Vgl. Grosch, Zeitschr. f. Arch.- u. Ing.-Wesen 1897, S. 2 und E. Haeseler, »Stütz- und Futtermauern« im »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, I. Teil, 2. Bd., Kap. III, S. 392.

[19]) S. E. Haeseler a. a. O., S. 392, welchem Werk auch die Abb. 47, 48, 50 bis 63 und 89 bis 91 entnommen wurden.

bildungen wurden an der Hinterseite Einlagen aus Flacheisen von 10/100 mm in Abständen von 2 m eingelegt, die oben und unten durch Rundeisen miteinander verbunden sind. Damit bildet diese Mauer einen Übergang zu den Eisenbetonausführungen. Um die Eisen beim Einstampfen des Betons nicht in ganzer Länge aufstellen zu müssen, bestehen sie aus zwei in Niederwasserhöhe miteinander verschraubten Teilen.

Abb. 48. Kaimauer im Hafen zu Breslau. M. 1 : 150.

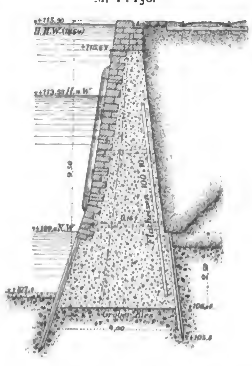
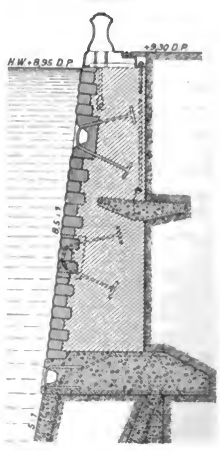


Abb. 49. Kaimauer im Zollhafen zu Düsseldorf.



Zur Entwässerung der aus Kiessand bestehenden Hinterfüllung dienen zwei miteinander im Verband stehende Reihen in Nieder- und Mittelwasserhöhe, im Abstande von je 16 m, durch die Mauer geführter Röhren von 16 cm Durchmesser.

Die Hafensohle ist auf 1,5 m Breite mit einer 20 cm dicken Betonplatte befestigt und der Beton der Mauer wird bis auf Niederwasserhöhe durch eine Spundwand eingefaßt. Die größte von der Mauer auf den Beton ausgeübte Pressung beträgt 3,8 kg/qcm.

Die Kaimauer im Zollhafen von Düsseldorf[20]) ist ebenfalls in Stampfbeton ausgeführt und hat eine Basaltsäulenverblendung (s. Abb. 49). Sie ruht auf einem Eisenbetonpfahlrost, in dessen 1 m starke Abdeckplatte die Eiseneinlagen der Betonrammpfähle eingreifen und mit bügelartigen Einlagen der Platte ein zusammenhängendes Eisengerippe bilden, dessen Steifigkeit noch durch die Verankerung der Pfahlreihen erhöht wird. Als Besonderheit dieser Kaimauer ist der in halber Mauerhöhe nach hinten ausladende »Sporn« aus Eisenbeton hervorzuheben, der den Zweck hat, durch Nutzbarmachung der aufruhenden Erdlast und mit Hilfe des dadurch vergrößerten Mauergewichts eine günstigere Druckverteilung in der unteren Mauerhälfte herbeizuführen. Ferner sind die in Entfernungen von je 50 m angebrachten lotrecht durch die Mauer laufenden Dehnungsfugen zu erwähnen, die den unausbleiblichen Bewegungen der Mauer bei Wärmeschwankungen Rechnung tragen. Wie notwendig derartige Vorkehrungen sind, zeigte

[20]) S. Geisz, Kaimauer mit Eisenbeton-Pfahlgründung im Zollhafen von Düsseldorf. Zeitschr. f. Bauw. 1907, S. 550ff.

sich an der Tragplatte, bei welcher die Durchführung der Fuge unterlassen wurde und die im Laufe des Winters an den betreffenden Stellen Risse von unregelmäßiger Gestalt erhielt. Bei den in Aussicht genommenen Neubauten soll daher die Trennungsfuge auch in der Grundplatte durchgeführt werden. Die Kosten der Mauer betrugen 1065 M. für 1 m Länge.

4. Besondere Ausbildungen von Stütz- und Kaimauern (aufgelöste Bauweise). Statt, wie seither stets vorausgesetzt, den Mauerquerschnitt einheitlich durchzuführen, hat man vielfach die Mauer in stützende Pfeiler und gegen diese sich stützende Platten oder Gewölbe aufgelöst.

Hierbei ist, weil die zwischen den Pfeilern befindlichen Mauerteile den auf sie einwirkenden Erddruck auf die ersteren übertragen, die Berechnung so durchzuführen, daß für die Pfeiler als Belastungsbreite die Breite eines Feldes angenommen wird, während die zwischen ihnen befindlichen ebenen Mauerteile auf Biegung als eingespannte oder als aufliegende Balken berechnet werden müssen.

Sind zwischen die Pfeiler stehende Gewölbe eingespannt, so ist die Stärke dieser Gewölbe dem auf ihnen ruhenden Erddruck anzupassen, während die Pfeilerstärke dem auf sie in wagerechtem Sinne übertragenen Widerlagerdruck entsprechend zu ermitteln ist.

Abb. 50 u. 51. Durchstich der London-Birminghambahn bei Blisworth.

Abb. 50. Ansicht der Mauer und Schnitt durch den Kanal.

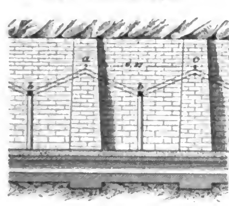
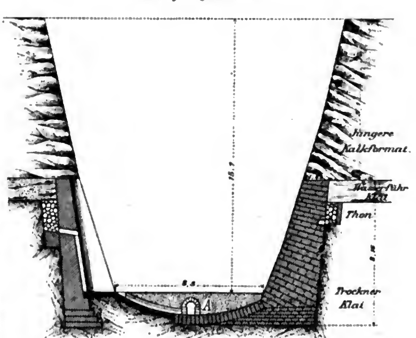


Abb. 51. Querschnitt.



Bezüglich der Durchführung solcher Berechnungen muß hier auf E. Haeseler, »Stütz- und Futtermauern«, Handb. d. Ing.-Wissensch., I. Teil, 2. Bd., 4. Aufl. 1905, Kap. III, S. 356 bis 364 verwiesen werden, während einige ausgeführte Mauern dieser Art als Beispiele kurz beschrieben werden mögen.

a) Stützmauern. Ein Beispiel einer trapezförmigen Mauer mit Pfeilervorlagen bietet die Stützmauer im Einschnitt der London-Birminghamer Eisenbahn bei Blisworth (s. Abb. 50 u. 51), die auf kräftige in Entfernungen von je 6,27 m vorspringende Strebepfeiler den Druck einer rd. 8 m hohen, durch Kalkfels von 10 m Mächtigkeit überlagerten Tonschicht überträgt. Das durch den Fels in eine wasserführende Klaischicht durchsickernde Wasser, wird hinter der Mauer durch Sickerkanäle ab, cb abgefangen (s. Abb. 50 u. 51) und durch die erstere hindurch mittels Röhren dem unter dem Bahnbett angebrachten Abzugskanal A zugeführt.

Die Abb. 52 u. 53 zeigen eine **Stützmauer der Great Western-Bahn**, bei welcher zwischen den Strebepfeilern unter 1 : 2 geneigte Gewölbe angewendet wurden, die sich zum Teil gegen die Böschung, zum Teil gegen die Pfeiler stützen, so daß der auf dem Teil *ABC* des Gewölbes lastende Erddruck sich unmittelbar auf den Boden und nur der übrigbleibende auf die Strebepfeiler sich überträgt.

Abb. 52 u. 53. Stützmauer an der Great-Westernbahn.

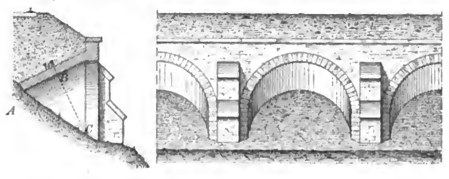


Abb. 52. Querschnitt. Abb. 53. Vorderansicht.

Eine Anordnung von großer Standsicherheit bei möglichst geringer Mauermasse zeigt die beim **Bahnhof Malsfeld** von Wilcke erbaute **Stützmauer**, die aus kräftigen Pfeilern mit dazwischen gespannten, stehenden Gewölben von 5,8 m Spannweite, 0,4 m Stärke und 10 m Halbmesser für die innere Wölblinie besteht (s. Abb. 54 bis 56). Die zur Verringerung des Erddrucks nach hinten mit $1 : \frac{1}{11}$ Neigung überhängenden stehenden Gewölbe werden von Bogen getragen, die sich gegen die Pfeiler stützen und sind oben durch Bogen überspannt, um die Mauerkrone bis zur Vorderkante der Pfeiler führen zu können. Der mit geneigt liegenden, stark wasserführenden Treibsandschichten durchsetzte Tonboden, bedurfte einer ständig wirkenden Entwässerung, die durch ein Netz von Sickerschlitzen mit Steinauspackung (s. Abb. 56) erreicht wurde, welche das sich sammelnde Wasser zwischen den Pfeilern, unter den Bogen hindurch dem vor den Grundpfeilern angeordneten Abzugkanal aus Zementbeton zuführen[21].

Abb. 54 bis 56. Stützmauer mit Strebepfeilern und stehenden Gewölben bei Bahnhof Malsfeld.

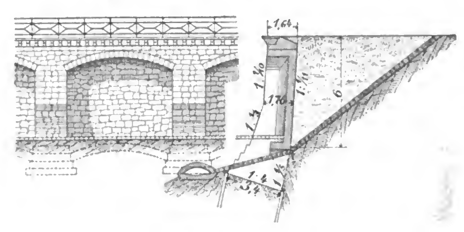
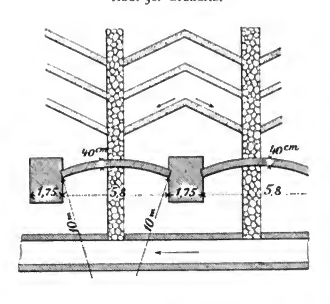


Abb. 54. Vorderansicht. Abb. 55. Querschnitt.

Abb. 56. Grundriß.



b) **Kaimauern.** Die südliche **Kaimauer am Sandtor-Hafen in Hamburg** (s. Abb. 57 bis 59) ruht auf gemauerten Senkbrunnen und zwischen diese eingespannten Backsteingewölben auf, und besteht aus einer aus Backsteinen mit Verblendung aus Bockhornklinkern aufgeführten, mit Granitplatten abgedeckten, 5,2 m hohen, im

[21]) Über die Berechnung der Strebepfeiler und Gewölbe dieser Stützmauer s. E. Haeseler a. a. O., S. 382.

Abb. 57 bis 59. Südliche Kaimauer des Sandtorhafens in Hamburg.
Abb. 57. Ansicht vom Hafen aus.

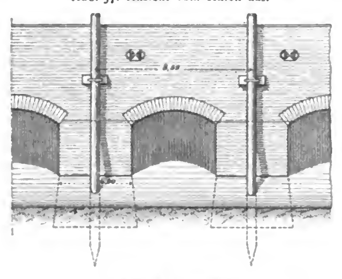


Abb. 58. Grundriß.

Abb. 60 u. 61. Kaimauer in Geestemünde.
Abb. 60. Querschnitt.

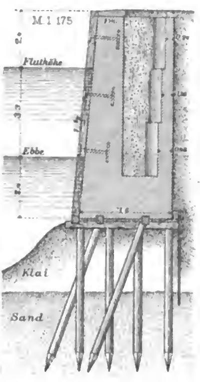


Abb. 61. Grundriß.

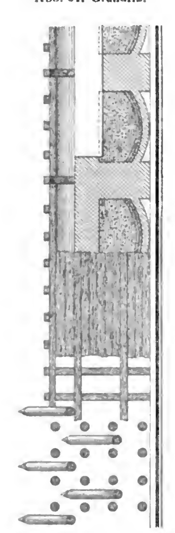
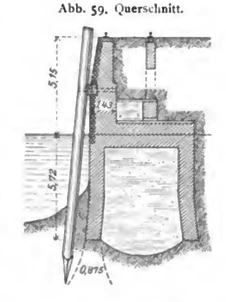


Abb. 59. Querschnitt.



unteren Teil 1,43 m starken Mauer mit nach hinten um 2,5 m, in Abständen von je 4,3 m vorspringenden Strebepfeilern von 1,15 m Dicke, die am hinteren Ende durch eine einen Stein starke Mauer miteinander in Verbindung stehen. Die dadurch entstehenden Hohlräume sind bis auf 1,13 m Höhe mit Beton, darüber mit gewöhnlicher Hinterfüllungserde ausgefüllt. Zur Ableitung des auf der Betonschicht sich etwa ansammelnden Sickerwassers, ist letztere nach hinten geneigt und die hintere Verbindungsmauer, auf welcher die innere Schiene des Krangleises ihren Platz gefunden hat, ist durchbrochen angeordnet. Die äußere Schiene ruht auf den Deckplatten der vorderen Mauer.

Bei der 8,1 m hohen Kaimauer zu Geestemünde (s. Abb. 60 u. 61) wurden zur Ersparnis an Mauerwerk an der Rückseite stehende Gewölbe von 2,63 m Spannweite

und 0,24 bis 0,48 m Stärke angebracht, die sich gegen Pfeiler von 1,46 m Dicke stützen. Dadurch konnte die Vorderwand verhältnismäßig schwach gehalten werden, da die in den Hohlräumen mit Sparbeton (1 Traß, 1 Kalk, 10 Sand) in den Vorhafenmauern nachträglich, wegen der durch den Wellenschlag bewirkten starken Erschütterung, sogar mit Backsteinmauerwerk ausgefüllte Mauer mit ihrem Gesamtquerschnitt in Rechnung gezogen werden kann. Die Vorderwand hat einen schwachen Anlauf von 1 : 12 und eine Kronenstärke von 1 m.

Die Kaimauer zu Chalons a. d. Saone (s. Abb. 62 u. 63) besitzt in je 5,5 m Entfernung nach hinten vorspringende Strebepfeiler, die durch drei übereinander liegende Bogenreihen von 40 cm starken Bogen verstrebt werden. Die Mauer selbst hat einen Anlauf von 1 : 10, an der Krone 73 cm, am Fuß 1,3 m Stärke und ihre Standsicherheit wurde durch Einstampfen der Hinterfüllungserde in die zwischen den Bogen sich bildenden Gefache vergrößert. Bei derartigen Gewölbeanordnungen sollte aber darauf geachtet werden, daß das in den Bogenwinkeln sich ansammelnde Sickerwasser abgeleitet und die Rückenfläche der Gewölbe mit einer Zementmörtel- oder Asphaltschicht wasserdicht abgedeckt wird.

Abb. 62 u. 63. Kaimauer zu Chalons.
Abb. 62. Querschnitt. Abb. 63. Hinteransicht.

§ 15. Stützwände, Uferbekleidungen und Kaibefestigungen aus Eisenbeton. Wo der Baugrund nicht durch eine schwere Steinmauer belastet werden durfte, oder wo die örtlichen Verhältnisse die erforderliche Dicke einer solchen nicht zuließen, hat man in neuerer Zeit statt der Stütz- und Kaimauern Wände aus Eisenbeton angewendet, die auch in anderer Beziehung Vorteile zeigten und sich gut bewährt haben.

1. Querschnittanordnung. Der Querschnitt solcher aus einem mit Beton umhüllten eisernen Gerippe bestehenden Stütz- und Schutzwände wird meist winkel- oder knieförmig, wohl auch ⊥-förmig, seltener kastenförmig angenommen, wobei zur Erhöhung der Standsicherheit eiserne Verankerungen, oder Stützrippen in Eisenbeton angeordnet werden.

Die Fußplatten, die auf das Fundament oder den Baugrund ganz in derselben Weise einwirken, wie die Grundfläche einer Mauer, können mit einem ganz geringfügigen Mehraufwand an Material, wenn erforderlich, nach hinten oder vorn verbreitert werden, so daß ihre Breite leichter der zulässigen Beanspruchung des Baugrundes anzupassen ist, als dies beim Mauerwerk geschehen kann. Auch trägt sie durch das auf ihr ruhende Gewicht der Hinterfüllungserde zur Standsicherheit der Wand bei. Diesem letzteren Zweck dienen gleichfalls die bisweilen an der Hinterseite der Wand wagerecht angebrachten plattenförmigen Rippen, »Sporne« genannt (s. Abb. 76 u. 81), die bei hohen Wänden mit Stützrippen, eine Versteifung zwischen den letzteren bilden.

2. Eiseneinlagen. Die Wandteile sowohl wie die Fußplatten und Rippen können entweder nach MONIER aus in Beton eingebetteten, gitterförmig sich überkreuzenden und an den Kreuzungsstellen durch Draht miteinander verbundenen Rundstäben, oder nach HENNEBIQUE aus einem Netz von Rundstäben und eisernen Bügeln bestehen, die

um erstere geschlungen sind, bzw. mit ihren umgebogenen Enden in den Beton eingreifen. KAHN[22]) verwendet Formeisenstäbe (s. Abb. 64), die im Querschnitt als Quadrateisen erscheinen, an deren zwei gegenüberstehenden Kanten Rippen angewalzt sind, die

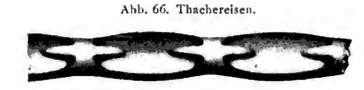
Abb. 64 u. 65. Eiseneinlagen nach KAHN.
Abb. 64. Querschnitt.



Abb. 65. Stab mit aufgebogenen Rippen.

streckenweise aufgeschnitten und schräg nach aufwärts gebogen werden (s. Abb. 65). Dadurch entstehen einheitlich zusammenhängende Einlagekörper, die Zug- und Schubkräfte aufnehmen können, ohne daß die Anwendung besonderer Bügel notwendig wird. In manchen Fällen, besonders für Stützrippenbildungen, sind auch schwache L- und C-Eisen als Einlagen verwendet worden.

Abb. 66. Thachereisen.



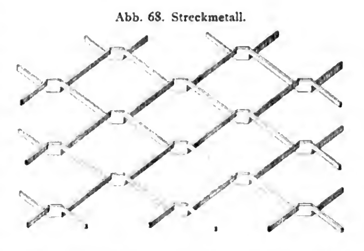
Zur Erhöhung der Haftfestigkeit des Betons am Eisen sind statt der Rundstäbe besonders ausgewalzte Stäbe zur Anwendung gekommen. Unter diesen sind zu nennen:

Abb. 67. Gezähnelter Stab der Indented steel bars Co.



die RANSOME-Stäbe, die aus um die Längsachse gedrehten Stäben meist quadratischen Querschnitts bestehen, jedoch auch kreuzförmigen, drei- oder mehreckigen Querschnitt besitzen können; die THACHER-Eisen (s. Abb. 66), die durch ein besonderes Walzverfahren eine mit Wülsten und dazwischen liegenden Vertiefungen versehene Oberfläche erhalten, an welcher der Beton besser haftet[23]); ferner: die »gezähnelten« Stäbe (indented bars) der Indented steel bars Co. Ltd. zu Westminster, London S. W., die vierkantig mit nach allen Seiten vorspringenden Würfelteilen in den verschiedensten Stärken ausgewalzt werden (s. Abb. 67). Endlich ist noch das vom Amerikaner J. F. GOLDING für plattenförmige Körper benutzte »Streckmetall« (s. Abb. 68) zu erwähnen, das aus einer Blechtafel geschnitten und derart gestreckt wird, daß es ein gleichmäßiges und

Abb. 68. Streckmetall.



[22]) S. »Zement und Beton« 1905, S. 286.
[23]) Daselbst 1905, S. 293.

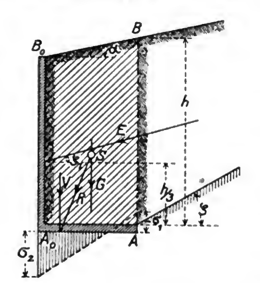
zusammenhängendes Gitter bildet, dessen Maschen Rautenform besitzen und durch die etwas aufgebogenen Blechstreifen der Durchbiegung einen größeren Widerstand, als die Platte dies tun könnte, entgegensetzen, auch den Beton derart einschließen, daß auf die Höhe der Streifen eine Verschiebung verhindert wird.

Die Eiseneinlagen sind stets so anzuordnen, daß sie die Scher- und Zugkräfte aufnehmen, während der Beton den auftretenden Druckkräften zu widerstehen hat.

3. Berechnungsgrundlagen. Für die statische Berechnung gelten die im § 12 des VII. Kap. »Brückenbau«, in Bd. II dieses Lehrbuchs zusammengestellten Leitsätze. Auch das Rechnungsverfahren selbst und die für Eisenbetonkörper anzuwendenden Formeln sind dort mitgeteilt. Es erübrigt daher, hier den Gang der Berechnung kurz darzulegen[24]).

Wird zunächst das Gewicht der Wand selbst vernachlässigt, so kann bei einer winkelförmigen Wand die erforderliche Größe der Fußplatte bestimmt werden, indem nach Anleitung der §§ 10 bis 13 die Zusammensetzung des Erddrucks E mit dem Gewicht G der über der Fußplatte befindlichen Erdmasse $A_0 B_0 B A$ vorgenommen (s. Abb. 69) und aus der Größe und Lage der Mittelkraft R die Kantenpressung σ_2 bestimmt wird (s. § 11, S. 445). Ergibt sich die Kantenpressung bei A_0 zu groß, so kann die Fußplatte nach hinten, oder, wenn es die örtlichen Verhältnisse gestatten, nach vorn verbreitert werden. Dann ist die Wandstärke der Vorderwand und die Eiseneinlage so zu berechnen, daß die durch das Moment des Erddrucks in jedem beliebigen wagerechten Querschnitt erzeugte Biegungsspannung so aufgenommen wird, daß im Beton die größte Druckspannung den fünften Teil seiner Bruchfestigkeit, im Eisen die Zug- oder Druckspannung den Betrag von 1200 kg/qcm nicht übersteigt.

Abb. 69. Bestimmung der Standfestigkeit einer winkelförmigen Eisenbetonwand.



Ist die Wand durch pfeilerartige Stützen verstärkt, so sind die in diesen durch das Moment des Erddrucks hervorgerufenen Zugspannungen zu bestimmen und dementsprechend Eiseneinlagen anzuordnen.

In diesem Fall wäre die Vorderwand als ein durchlaufender, von den Strebepfeilern gestützter Träger anzusehen, dessen freie Durchbiegung am unteren Teil durch den Zusammenhang mit der Fußplatte verhindert wird. Hierfür ist es aber nicht möglich, Formeln aufzustellen, daher vernachlässigt man den Zusammenhang der Wand mit der Fußplatte und berechnet sie als durchlaufenden, durch die Pfeilerrippen festgehaltenen Träger und zwar für einen Streifen des am stärksten beanspruchten Teils, der in der Höhenlage des Angriffspunktes vom Erddruck, also in $\frac{1}{3}$ der Wandhöhe liegt.

4. Beispiele ausgeführter Stütz- und Schutzwände aus Eisenbeton.

a) Stützwände. Die auf dem Grundstück Neue Königsstr. 4 zu Berlin[25]) aufgeführte Stützwand (s. Abb. 70 und 71) dient zur Abstützung des 5 bis 6 m höher gelegenen Nachbargeländes gegen eine anzuordnende Durchfahrt. Da eine volle Mauer 1,95 m stark geworden wäre, wurden der Raumersparnis wegen, in Abständen von 3,2 m

[24]) E. Haeseler bringt a. a. O., S. 388 ff., Beispiele für die Ausführung der Berechnung.

[25]) S. Mitteil. über Zement usw. Nr. 3, S. 11, Beiblatt der Deutsch. Bauztg. 1905, wo auch über die Berechnungsweise Angaben gemacht werden.

L-förmige Eisenbetonpfeiler angeordnet, deren wagerechte Schenkel unterhalb der Hoffläche lagen und imstande waren, das durch zwischen sie eingebrachte 30 cm starke Eisenbetonplatten, auf sie übertragene Erddruckmoment als Kniehebel aufzunehmen. Diese Pfeiler springen, bei 0,7 m Breite, oben 14 cm, unten 68 cm vor die Füllungstafeln vor und haben im lotrechten Schenkel eine Einlage von einem [-Eisen *NP.* 30, im wagerechten von zwei solchen [-Eisen, die im Knie durch zwei Knotenbleche miteinander verbunden sind.

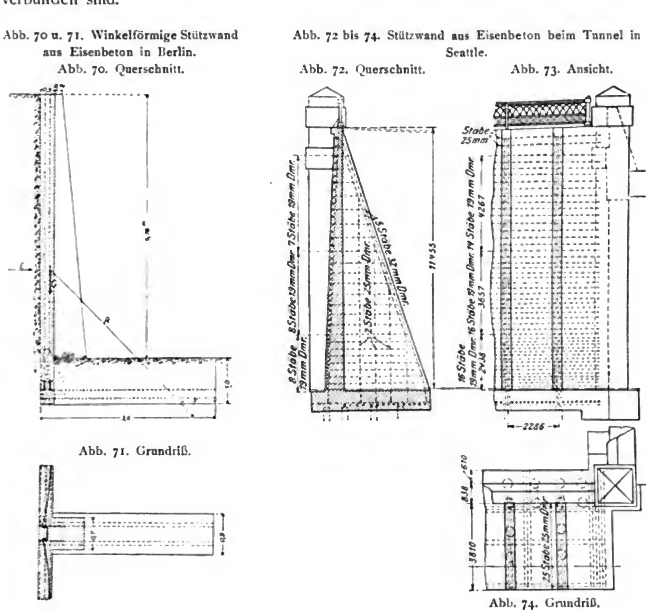


Abb. 70 u. 71. Winkelförmige Stützwand aus Eisenbeton in Berlin.
Abb. 70. Querschnitt.
Abb. 71. Grundriß.

Abb. 72 bis 74. Stützwand aus Eisenbeton beim Tunnel in Seattle.
Abb. 72. Querschnitt. Abb. 73. Ansicht.
Abb. 74. Grundriß.

Die in die Felder eingelegten, mit wagerechten Rundeiseneinlagen verstärkten Betontafeln nehmen, dem abwärts wachsenden Erddruck entsprechend, nach unten ebenfalls zu, ruhen auf wagerechten, die Pfeiler verbindenden I-Eisen auf und sind mit ihren Eiseneinlagen an denjenigen der lotrechten Pfeilerschenkel befestigt.

Für die wagerechten Pfeilerschenkel ergaben sich bei 90 cm Breite und 1 m Stärke als erforderliche Länge 3,8 m. Die Kosten von 1 m Wandlänge betrugen einschließlich aller Erd- und Absteifungsarbeiten 225 Mk.

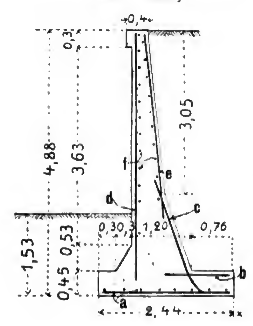
Die Stützwand am Voreinschnitt des Tunnels in Seattle, Wash.[26]), hat einen durchlaufenden L-förmigen Querschnitt (s. Abb. 72 bis 74), der in Abständen von 2,3 m durch rd. 400 mm starke Pfeilerrippen versteift ist. Die Stärke der Stirnwand nimmt von oben nach

[26]) S. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1905, S. 936 und Engng. news 1905, I, S. 262.

unten fast um das Doppelte zu. Ihre Länge beträgt 600 m, ihre größte Höhe 11,5 m, die kleinste 0,6 m. Die Verteilung der Eiseneinlagen sowie die Abmessungen sind aus den Abb. 71 bis 73 zu ersehen. Vergleichende Rechnungen über die Kosten einer vollen Betonmauer ergaben, daß mit der Eisenbetonwand eine Ersparnis von 20 bis 45 v. H. erzielt wurde.

Die nahezu 100 m lange Stützwand von Morion County[27] in Indiana, V. St. A. (s. Abb. 75) hat einen durchlaufenden ⊥-förmigen Querschnitt, ruht auf einer 2,44 m breiten, 0,45 m hohen Fußplatte und besitzt keine Verstärkungsrippen, nimmt aber dafür nach unten beträchtlich zu. Die Eiseneinlagen bestehen aus 12,5 mm starken »gezähnten« Stäben von quadratischem Querschnitt (s. Abb. 67, S. 463). In der Zugzone der Fußplatte liegt ein Rost von quer übereinander gelegten Stäben *a*, deren Abstand 30 cm von Mitte zu Mitte beträgt. Gleichen Abstand haben die kurzen, an der oberen Seite der Platte liegenden Stäbe *b*, sowie die aus der Fußplatte in die Wand übergehenden Stäbe *c*.

Abb. 75. Stützwand aus Eisenbeton in Morion County.



Die Vorderseite der oben 30 cm, unten 1,5 m starken Wand, steigt unter der Bodenfläche bis zur Höhe von 53 cm schräg auf, um dann bis zu der schwach vortretenden 40 cm breiten Kronenabdeckung eine lotrechte Fläche zu bilden. An dieser Seite der Wand sind lotrechte, bis in die Mitte der Fußplatte reichende Stäbe *d* in Entfernungen von 60 cm angebracht, während die wagerechten Stäbe *f* 25 cm voneinander abstehen. Die hintere Wandfläche steigt bis zu einer Höhe von 1,38 m unter einem Winkel von 75° und geht dann in einen solchen von 85° über. Die schrägen Stäbe *e* liegen hier dichter, als an der Vorderseite und zwar 30,5 cm voneinander entfernt. Die Gesamthöhe der Wand beträgt 4,88 m, wovon 3,35 m aus der Erdanschüttung hervorragen und an der Ansichtfläche mit einem Putz aus Zement mit Granitgrus versehen wurden, der Hausteinmauerwerk nachahmt.

Die Stützwand am Quai Debilly in Paris[28] dient zur Einfassung eines mit 1 : 40 Gefälle versehenen Fahrweges und hat eine von 0,45 m bis zu 6,6 m wechselnde Höhe, da auch die Fundamente entsprechend der Geländeneigung in Stufen von 6 m Länge und 0,2 m Höhe abgetreppt sind. Der durchlaufende, in seinen Stärken der Höhe angepaßte Querschnitt der Wand ist ⊥-förmig mit nach hinten stets in ganzer Höhe, vorn nur in geringer Höhe unter dem Fußweg bleibenden, vorspringenden Rippenverstärkungen in Entfernungen von 1,5 bis 3 m. Die Fußplatte ist an ihren Rändern hinten nach unten, vorn nach oben mit einer Verstärkung versehen.

In den höheren Teilen der Stützwand ist wie Abb. 76 zeigt, in halber Höhe eine nach hinten als »Sporn« wagerecht vorspringende 1,2 cm breite Platte angebracht, der sich auch die Pfeilerrippen in Dreieckform angliedern. Diese wagerechte Platte hat den Zweck, durch das auf ihr ruhende Gewicht der Hinterfüllungserde das auf die Pfeilerrippen wirkende Umsturzmoment zu verringern.

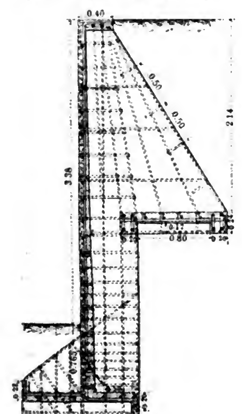
Die Eiseneinlagen bestehen in der Wandplatte selbst aus einem lotrechten, in der

[27] S. »Zement und Beton« 1905, S. 288.
[28] S. Zeitschr. d. Österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1901, S. 540.

Fußplatte und im Sporn aus einem wagerechten Netz sich kreuzender Rundstäbe von 8 mm Stärke, die durch in die Betonmasse eingreifende Bügel gehalten werden. In den Pfeilerrippen sind je zwei Netze von Rundstäben vorhanden, in denen die eine Schar wagerecht liegt, während die andere allmählich in die Neigung der hinteren Kante übergeht.

Der Berechnung ist ein natürlicher Böschungswinkel von 35° und ein Gewicht des Erdreichs von 1800 kg f. d. cbm zugrunde gelegt. Die der Wand vorstehende Fußplattenbreite wurde so bestimmt, daß die Beanspruchung des Erdreichs 1 kg f. d. qcm nicht übersteigt.

Abb. 76. Stützwand aus Eisenbeton am Quai Debilly zu Paris. M. 1 : 50.



b) Ufer- und Kaibefestigungen. Uferschälung am Spreekanal[29]. An Stelle baufällig gewordener hölzerner Uferbefestigungen, wurde mit Vorteil eine solche aus Monierplatten von 0,6 bis 1 m Höhe und 6 bis 7,5 cm Stärke angewendet, die zwischen eisernen, auf dem Holm einer Grundpfahlreihe, in Abständen von 1,5 bis 2 m aufgestellten Ständern angebracht wurden und somit auf diese als wagerechte Balken den Erddruck übertragen (s.

Abb. 77. Uferschälung aus Eisenbeton.

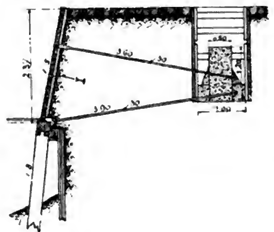


Abb. 77). Die durch ein leichtes Formeisen verholmten Ständer werden durch zwei Ankerlagen gehalten, von denen die eine am Fuß, die andere im oberen Drittel der Ständer angreift und die ihren Halt entweder, wie in Abb. 77 angegeben, an einem im Erdreich angebrachten durchlaufenden Betondamm, oder an einer gegen Schienen gelagerten Druckplatte finden. Alle im Erdreich befindlichen Eisenteile sind zur Verhinderung der Rostbildung mit Zementmörtel (1 : 3) umhüllt, während die an der Wasserseite bündig beigeputzten Eisenflächen mit Ölfarbe gestrichen wurden. Da die Schalwand vollständig wasserdicht ist, muß für trockene Hinterpackung bzw. für eine Entwässerung gesorgt werden. Ist eine Grundpfahlreihe nicht vorhanden, so kann eine Fußplatte angewendet werden und damit erhält man den L- oder ⊥-förmigen Querschnitt.

Die Kaibefestigung in Southampton von der London und South Western Eisenbahngesellschaft[30]) ruht auf einem Eisenbetonpfahlrost und hat L-förmigen Querschnitt mit einer kleineren oberen Abdeckplatte. Zur Versteifung dienen in 2 m Abstand angeordnete nach hinten vorspringende Pfeilerrippen (s. Abb. 78 und 79). Die Eiseneinlage

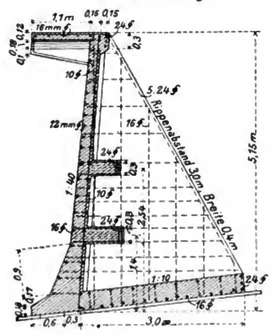
[29]) S. Schnapp, Uferschälung aus Eisen und Beton, Zentralbl. d. Bauverw. 1895, S. 481.
[30]) S. Zeitschr. d. Österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1901, S. 539.

der Wand besteht aus lotrechten Rundstäben, die bis in die Spundwand aus Eisenbeton hinabreichen und von wagerechten Stäben dicht an der äußeren Seite gekreuzt werden. Letztere liegen in Abständen, die, der Abnahme des Erddrucks entsprechend, nach oben zunehmen.

Abb. 78 bis 80. Stützwand aus Eisenbeton am Kai zu Southampton.
Abb. 78. Querschnitt. Abb. 79. Ansicht. Abb. 80. Einzelheit.

Die Einlage der Pfeilerrippen besteht aus geneigten und lotrechten Stäben, von denen die nahe an der Vorderfläche der Wand liegenden, den wagerechten Stäben der letzteren als Stütze dienen. Die Fußplatte nimmt das Gewicht der Erdmasse und der zufälligen Belastung auf und dient in Verbindung mit den Pfählen der Wand als Anker. Sie ist nach zwei Richtungen mit Eiseneinlagen und außerdem mit Verstärkungsrippen versehen und mit der Spundwand und den Eisenbetonpfählen durch eingreifende Eiseneinlagen und Bügel verbunden. Abb. 80 zeigt die Verstärkung am Kopf der Spundwand und die Verbindung der Eiseneinlagen von Wand, Fußplatte und Spundwand.

Abb. 81. Abschlußwand aus Eisenbeton auf der Werft zu Danzig.



Die Uferwand auf der Kaiserlichen Werft in Danzig[31]) sollte die Zuschüttung eines außer Gebrauch gesetzten Hellings in einer Länge von 15 m und einer Tiefe von 5,15 m ermöglichen, sich in gleichmäßiger Fluchtlinie den bestehenden Ufermauern anschließen und ohne weitere Grundbauten, im Schutz des Absperrpontons auf dem die Sohle des Hellings bildenden Bohlenbelag errichtet werden, dem keine große Belastung zugetraut werden konnte.

Für die Berechnung sollte einmal, bei niedrigstem Außenwasserstand die Wand durch ein Krangleis mit 2000 kg/qm belastet angenommen werden, wobei die Hinterfüllungserde als durchfeuchtet, also $\varphi = 20^\circ$ und der

[31]) S. Keller, Ufermauer in Eisenbeton zum Abschluß des Hellings I auf der Kaiserl. Werft in Danzig; Mitteil. über Zement usw. Nr. 4, S. 13, Beibl. d. Deutsch. Bauztg. 1907.

Erddruck wagerecht wirkend anzunehmen war. Das andere Mal sollte dem höchsten Außenwasserstande nur die hinterfüllte Wand entgegenwirken und zwar mit trockener Hinterfüllung, so daß $\varphi = 37^{\circ}$ anzunehmen war.

Abb. 82 u. 83. Kaibefestigung mit auskragender Ladebühne aus Eisenbeton bei Nantes. M. 1 : 100.
Abb. 82. Querschnitt.

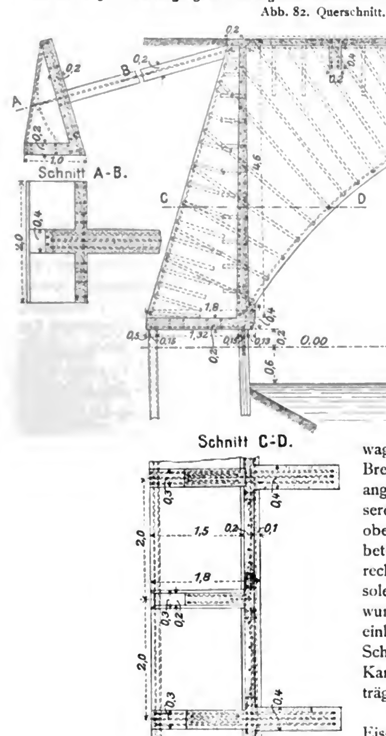


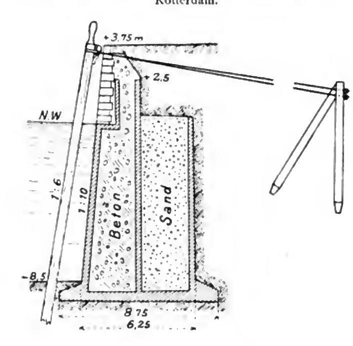
Abb. 83. Grundriß.

Diesen Annahmen entsprechend erhielt die Wand den in Abb. 81 dargestellten Querschnitt mit einer 35 cm starken, 3,6 m breiten Fußplatte, die durch 4 drei Meter voneinander abstehende lotrechte dreieckförmige Rippen von 40 cm Stärke mit der 15 cm starken Vorderwand verankert war. Außerdem wurden, dem zweiten Belastungsfall entsprechend, noch zwei wagerechte Rippen von 0,75 bzw. 1 m Breite in der unteren Hälfte der Wand angeordnet, die als »Sporne« zur besseren Druckverteilung beitragen. Die obere Auskragung besteht aus Eisenbetonplatten, die auf vier den lotrechten Rippen entsprechenden Konsolen aufruhen. Sämtliche Wandteile wurden mit den erforderlichen Eiseneinlagen zur Aufnahme der Zug- und Scherspannungen versehen. Die größte Kantenpressung an der Fußplatte beträgt 1,6 kg f. d. qcm.

Die Kaiwand mit Ladebühnen in Eisenbeton in Chantenay bei Nantes ist 136 m lang, besteht, wie in Southampton (s. oben Abb. 78 und 79, S. 468) aus einer lotrechten Wand mit Pfeilerrippen und Fußplatte, die auf Spundbohlen und Pfählen aufruht und hat auf 60 m Länge eine auf vorkragenden Rippen angebrachte Ladebühne (s. Abb. 82 und 83). Die 4,6 m hohen und 6,3 m auskragenden Rippen sind in Abständen von 4 m angeordnet, werden durch eine Verankerung an hinter der Mauer angebrachten Betonplatten (s. Abb. 82) im Gleichgewicht gehalten und tragen vier Längsbalken mit Bodenplatte, die eine Belastung von 400 kg/qm und außerdem Krane von 15 t Hebekraft aufnehmen muß.

Die Kaimauern in Rotterdam haben des schlechten Untergrundes wegen vielfach Veranlassung zu Ausbesserungen und Umbauten gegeben. Neuerdings hat man auch dort Kaibefestigungen aus Eisenbeton angewendet und zwar nicht nur in der oben beschriebenen Winkelform mit Stützrippen und Fußplatten, die in Schiekolk sehr breit angenommen wurden, sondern auch in Kastenform (s. Abb. 84) die als Tröge mit Eisenbetonwandungen in einem Trockendock hergestellt, schwimmend über das vorbereitete Fundament geflößt und dann abgesenkt wurden.

Abb. 84. Kastenförmige Kaibefestigung aus Eisenbeton in Rotterdam.



In der Längsrichtung sind die 40 m langen mit Nut und Feder ineinandergreifenden Tröge durch Querschotten in 10, in der Querrichtung in 2, also im ganzen in 20 Abteilungen geteilt, von denen die vorderen mit Beton, die hinteren mit Sand ausgefüllt wurden. Die Höhe der an der Vorderseite mit Anzug von 1 : 10 versehenen Kasten betrug 12,5 m, von denen 2,5 m über Niedrigwasser reichen. Auf die ausgefüllten Eisenbetonkasten kam dann eine niedrige Mauer (s. Abb. 84) als Abschluß der Kaibefestigung [32].

§ 16. Ausführung der Staumauern. Die Ermittelung der Lage der Talsperren, ihrer Höhe und der Höhe ihres Stauspiegels wird im Kapitel VIII, § 24 im zweiten Bande dieses Lehrbuches behandelt, ebenso die Anlagen zur Entnahme des Wassers und zur Entlastung des Sammelbeckens. Im Nachstehenden soll daher nur das Erforderliche über die Anordnung des Grundrisses und über die technische Ausführung der Talsperren kurz besprochen werden, während bezüglich der Ermittelung der Standsicherheit, Stärke und Form des Querschnittes von Staumauern auf den § 12 dieses Kapitels zu verweisen ist.

Die zur Umbildung eines zwischen entsprechend hohen Erderhebungen liegenden, wenn möglich an der Abschlußstelle sich verengenden Tales zu einem Sammel- oder Staubecken dienenden Talsperren können als Staudämme oder Staumauern ausgeführt werden. Von den mitunter, meist für vorübergehende Zwecke, hergestellten hölzernen Stauwänden, sowie von den in Amerika in Verbindung mit Mauerwerk hergestellten Eisenkonstruktionen kann hier abgesehen werden. Ebenso genügt es, an dieser Stelle auf die in neuerer Zeit in Amerika in Eisenbeton statt in Mauerwerk ausgeführten Stauanlagen hinzuweisen, da die mit ihnen gemachten Erfahrungen noch nicht genügend bekannt geworden sind [33].

1. Staudämme. Staudämme eignen sich nur bei mäßigen Höhen. Je höher ein Damm werden muß, desto breiter wird seine Grundfläche, um so mehr Schüttmaterial erfordert er und um so schwieriger ist es, ihn wasserdicht herzustellen. In Deutschland

[32] S. DINGLERS pol. Journ. 1907, Heft 39, S. 617 u. Zeitschr. d. Österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1907, S. 561.
[33] S. unter anderem Engng. news 1905, I, S. 135, 174; II, S. 246, 448.

werden Staudämme neuerdings selten ausgeführt. Einzelheiten bringt im zweiten Bande dieses Lehrbuchs der Abschnitt E, § 21 des VIII. Kapitels: »Wasserversorgung« unter »Teiche und Sammelbecken«.

2. Staumauern. Im Grundriß werden die Staumauern, deren Querschnittformen im § 13, S. 451 besprochen wurden, in der Regel nach einem flachen Kreisbogen von 125 bis 500 m Halbmesser ausgeführt, dessen hohle Seite talabwärts gekehrt ist (s. Abb. 85 und 86)[34]. Durch diese Anordnung erreicht man, wenn auch nicht eine unmittelbare Gewölbewirkung, so doch eine günstige Einwirkung bezüglich der durch Wärmeänderungen und ungünstige Druckbeanspruchung leicht entstehenden Rißbildungen (s. unten unter b), die bei gekrümmter Form der Mauer zusammengepreßt werden, sobald der volle Wasserdruck zur Wirkung kommt und dadurch weniger nachteilig einwirken.

Abb. 85 u. 86. Staumauer von VILLAR.
Abb. 85. Schnitt AB durch den Entnahmeturm.

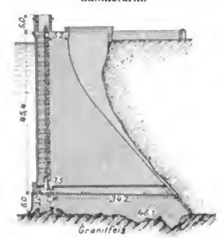
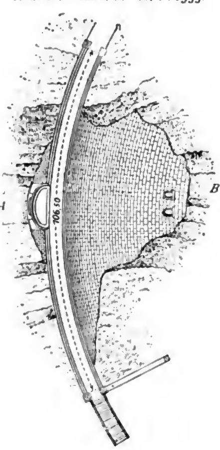


Abb. 86. Grundriß. M. 1 : 1333.



Von besonderer Wichtigkeit ist bei Staumauern ihre Gründung, die Ausführung des Mauerwerks, sowie die Beschaffenheit des angewendeten Mörtels und die Dichtung der Außenflächen, besonders derjenigen an der Wasserseite.

a) Die Gründung der Staumauern muß wie bei allen Bauten bis zum festen Baugrund hinabgeführt werden und es muß ebenso wie bei den Staudämmen das Durchquellen des Wassers unter dem Grundbau und seitlich an den Talhängen verhindert werden.

Wird der Baugrund durch Fels gebildet, so sind die lockeren Felsteile zu entfernen, vorhandene Spalten und Klüfte zu reinigen, mit Druckwasser auszuspritzen und mit Zementmörtel bzw. mit Beton sorgfältig auszufüllen, bevor das Mauerwerk aufgesetzt wird. Dieses Ausfüllen der Felsspalten hat nicht nur unter dem zukünftigen Stand der Mauer, sondern wasserseitig auf eine größere Entfernung von etwa 30 bis 40 m zu erfolgen, damit jedes Eindringen von Wasser in untere Schichten vermieden wird.

Bei weichem Boden ist in üblicher Weise bis zum tragfähigen Boden hinabzugehen. Bei durchlässigem, aber sonst tragfähigem Sandboden werden bis zu einer undurchlässigen Schicht hinabreichende Herdmauern hergestellt, oder Schlitze mit Beton ausgestampft und mit einer durchlaufenden, entsprechend starken Betonschicht abgedeckt.

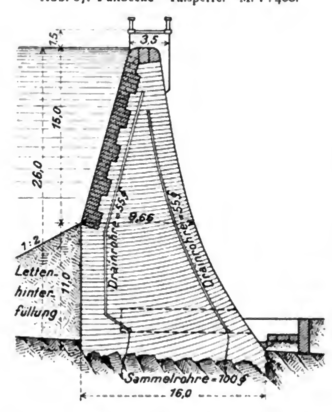
Trifft man auf Quellen, so sind diese durch Röhren zu fassen und abzuleiten oder hochzunehmen, und erst wenn das Wasser in den Röhren die größte Höhe erreicht hat und nicht weiter steigt, können letztere mit Beton ausgefüllt und übermauert werden.

---

[34]) S. ZIEGLER a. a. O., II. Teil, S. 8 u. 9.

Damit das Wasser sich unter dem Grundmauerwerk keinen Weg bahnen kann, hat man häufig das Mauerwerk mit Vorsprüngen oder Zähnen in die abgedichtete Baugrubensohle eingreifen lassen (s. Abb. 43 bis 46, S. 454 und Abb. 87) und an der Wasserseite noch einen Schutzkörper aus Zementbeton vor die unterste Fuge gelegt. Auch Erdhinterfüllungen, wie sie INTZE vielfach, beispielsweise auch bei der in Abb. 87 dargestellten Füllbecke-Talsperre, angewendet hat, erreichen denselben Zweck und haben überdies den Vorteil, daß die Mittellinie des Druckes bei leerem Becken mehr nach vorn geschoben wird, so daß geringere Bewegungen im Mauerwerk beim Leeren und Füllen des Beckens entstehen.

Abb. 87. Füllbecke—Talsperre. M. 1 : 400.



b) Das Mauerwerk. Die erste Grundbedingung: das Mauerwerk wasserdicht herzustellen, stößt auf nicht geringe Schwierigkeiten. Nur eine gute Wahl des Baumaterials, eine äußerst sorgfältige Ausführung und eine besondere Abdichtung der Außenflächen (s. unten unter c) können befriedigende Ergebnisse erzielen lassen. Namentlich dürfen keine porösen Steinarten Verwendung finden. Die Steine müssen eine rauhe Oberfläche besitzen und vor der Verwendung gut gereinigt werden. Auch bei Anwendung von Quadern sollen die Steine nicht zu glatt bearbeitet werden.

Bei Bruchsteinmauerwerk hat das Zyklopenmauerwerk sich als undurchlässiger gezeigt, als Mauerwerk mit abgeglichenen Lagerflächen. Auch kann auf letzteren, bei Eintritt von Wasser in die Fugen, ein Gleiten stattfinden, indem das eingedrungene Wasser die Reibung sowohl, als auch, durch den Auftrieb, das Gewicht des darüberliegenden Mauerteils verringert.

Dieses Gleiten der Mauerschichten aufeinander hat man auch dadurch zu verhindern gesucht, daß man bei Anwendung wagerechter Lagerflächen, diese nicht durch die ganze Mauer hindurchlaufen ließ, sondern eine Art Verzahnung durch Eingreifen der Steine in die obere bzw. untere Schicht bildete, oder die Lagerflächen so neigte bzw. krümmte, daß die Mittellinie des Druckes bei vollem bzw. leerem Becken angenähert senkrecht zur Fugenfläche stand (s. Abb. 87 und 94).

Von besonderer Bedeutung für die Widerstandsfähigkeit des Mauerwerks gegen Feuchtigkeit ist die Güte des angewendeten Mörtels. Die Erfahrung hat gezeigt, daß reiner Zementmörtel weniger geeignet ist, als Zement-Kalkmörtel oder Traßmörtel, da diese in abgebundenem Zustande ein elastischeres Verhalten zeigen und weniger zu Rißbildungen neigen, auch hat man bei Traßmörtel keine Sinterbildungen beobachtet. Jedenfalls sind vor Anwendung eines Mörtels eingehende Prüfungen mit demselben vorzunehmen.

Für die Remscheider Talsperre[35]) verwendete INTZE eine Mischung von ein Fettkalkbrei, $1\frac{1}{2}$ Traßmehl und ein Rheinsand in Raumteilen. Für die gleichfalls von INTZE ent-

[35]) S. INTZE. Die Erweiterung des Wasserwerks der Stadt Remscheid, Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1895, S. 639 bis 650.

worfene Friedrichswalder Talsperre [36]) wurde ein Zementtraßmörtel (1 : 1) bestehend aus: 1 Zement, 3 Sand und 1 Fettkalk, $1\frac{1}{2}$ Traß und $1\frac{3}{4}$ Sand angewendet, dessen Zugfestigkeit nach 8 Tagen: 8 kg, nach 4 Wochen 16,5 kg und nach 3 Monaten 27,5 kg betrug. Beim Umbau der Lennep-Talsperre [37]) kam zu den Mauerarbeiten sowohl, als zur Herstellung des Betons eine Mörtelmischung zur Verwendung, die aus 1 Teil Portlandzement, 1 Teil gelöschtem Kalkbrei, $1\frac{1}{2}$ Teilen feingemahlenem Nettetaler Traß und $4\frac{3}{4}$ Teilen gewaschenem scharfem Rheinsand bestand. Das Mauerwerk erforderte 32 %, der Beton aus Steinschlag 45 % Mörtel.

Die für den Bestand der Mauer gefährlichen Fugen können in Fortfall kommen, wenn statt Mauerwerk Stampfbeton angewendet wird, der allerdings auch bis zu einem gewissen Grade wasserdurchlässig ist, aber an den Außenflächen hinreichend abgedichtet werden kann (s. unten unter c). Als Mischungen für Dämme aus Stampfbeton sind verwendet worden [38]):

Für den Periardamm in Indien: 25 Teile Wasserkalk, 30 Teile Sand, 100 Teile Steinschlag.

Für den Damm zu Crystal Springs in Amerika: 1 Teil Zement, 2 Teile Sand, 6 Teile Steinschlag.

Wird der Beton durch Eiseneinlagen verstärkt, so kann die Stärke des Dammes wesentlich verringert werden, oder es kann ein mit verhältnismäßig dünnen Wandungen versehener Hohlkörper hergestellt werden, dessen Hohlräume zu den mannigfaltigsten Zwecken benutzt werden können.

c) Dichtung der Außenflächen. Auf der Luftseite ist die Gefahr des Wassereindringens von außen nicht groß, da das Regenwasser rasch abläuft und hiergegen selbst bei schräg nach aufwärts gerichteten Fugen, nach gehöriger Auskratzung eine Dichtung durch Ausstreichen mit heißem Asphalt und Ausfugen mit gutem Zementmörtel genügen dürfte, wie dies bei der Remscheider Talsperre erfolgte. Dagegen liegt für eine solche Ausfugung die Gefahr des Ausfrierens vor, wenn das durch die Fugen von hinten ins Mauerwerk eindringende Sickerwasser bis zur Vorderfläche gelangen kann. Um dies zu verhindern, hat man beispielsweise bei der Füllbecker Talsperre in der Nähe der Vorderfläche in je 2 m Abstand drainartig wirkende Röhren aus unglasiertem Ton im Mauerwerk angebracht (s. Abb. 87), die das hineingelangende Wasser rechtzeitig in einen im unterm Teil der Mauer liegenden Sammeldrain abführen und die Mauer trocken erhalten.

Auch auf der Wasserseite der Mauer werden derartige Abzugsröhren verwendet (s. Abb. 89), außerdem wird aber diese Seite noch besonders gegen das Eindringen selbst des Wassers zu schützen sein. Dies kann geschehen durch eine vorgesetzte starke Verblendung (s. Abb. 87) oder durch einen wasserdichten Verputz wie bei der Remscheider Talsperre, wo dieser Verputz aus einer Schicht Zementmörtel mit etwas Kalkzusatz bestand, der nach vollständiger Austrocknung zweimal mit heißem Asphalt und Holzzement angestrichen wurde und zum Schutz eine Verblendung von $1\frac{1}{2}$ und $2\frac{1}{2}$ Stein-Stärke in Zementmörtel erhielt [39]). Die Friedrichswalder Talsperre (s. oben) erhielt an der Wasserseite einen 25 mm starken Verputz aus Zementtraßmörtel, bestehend aus 3 Zementmörtel (1 : 2) und 1 Traßmörtel (1 : $1\frac{1}{2}$: $1\frac{3}{4}$), der mit einem zweimaligen in kaltem Zustande aufgetragenen Anstrich mit Siderosthen versehen wurde. Durch

[36]) S. Zeitschr. d. Österr. Ing. u. Arch.-Ver. 1907, S. 853.

[37]) A. Schmidt, Die Erhöhung der Talsperre zu Lennep, Zeitschr. f. Bauw. 1907, S. 227.

[38]) Vgl. Ziegler a. a. O., I. Teil, S. 88.

[39]) Vgl. Intze a. a. O.

Versuche war festgestellt worden, daß der Zementtraßmörtel, auch ohne Siderosthen-Anstrich, selbst für einen Druck von 3 bis 5 Atmosphären, vollkommen wasserundurchlässig war. Einen ähnlichen 30 mm starken Verputz erhielt die Lennep-Talsperre (s. unten unter d). Um die Wasserseite der Staumauer der unmittelbaren Berührung mit dem Wasser ganz zu entziehen, hat man auch möglichst wasserdichte Vorlagen mit Hohlräumen angewendet. So besitzt die Talsperre von Ban[40]) vorgemauerte Hohlräume von 5 bzw. 4 m Weite mit 1 bis 2 m starken Zungenmauern (s. Abb. 88 und 89).

Abb. 88 u. 89. Talsperre von Ban.

Abb. 88. Querschnitt.

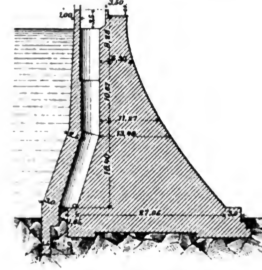


Abb. 89. Wagerechter Schnitt.



Abb. 90. Staumauer der Mouche.

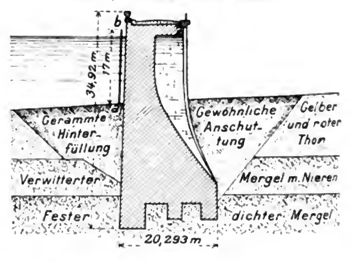


Abb. 91 bis 93. Abdichtungsbekleidung der Mouche-Talsperre aus Eisenbeton.

Abb. 91. Querschnitt.

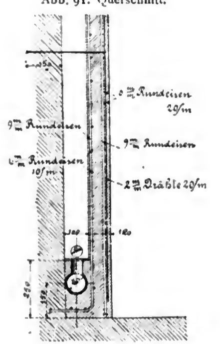
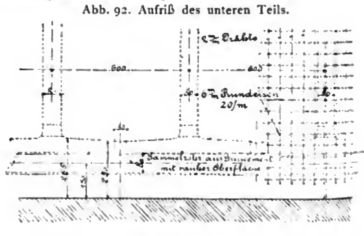


Abb. 92. Aufriß des unteren Teils.

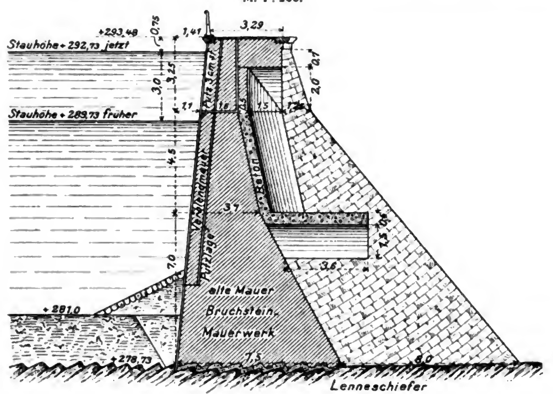
Abb. 93. Grundriß.



[40]) S. E. Haeseler a. a. O., S. 399.

Bei der Mouche-Talsperre wurde nachträglich von BOUSSIRON zum Schutz der wasserseitigen Wandfläche eine 17 m hohe, 17 cm starke Eisenbetonwand *ab* (s. Abb. 90) angebracht, die nach den Abb. 91 bis 93, sich gegen 30 mm starke, in Abständen von 600 mm angebrachte Rippen stützend und durch diese mit der Mauer verankert, 10 cm von letzterer absteht. Die Eiseneinlagen der Wand bestehen aus wagerechten und lotrechten Rundeisen von verschiedenem Durchmesser (s. Abb. 91 bis 93). Am unteren Ende der Wand, zwischen ihr und der Mauer, ist ein Sammelrohr angeordnet, welches

Abb. 94. Querschnitt der verstärkten und erhöhten Talsperre zu Lennep zwischen den Pfeilern. M. 1 : 200.



das etwa durchsickernde Wasser in den Grundablaß des Behälters befördert[41]. Bezüglich der Ausbildung dieser Talsperre ist noch darauf aufmerksam zu machen, daß die Mauerkrone (s. Abb. 90) auf der Luftseite durch vorgekragte, gleichzeitig eine schöne Wirkung hervorbringende Halbkreisbogen von 8 m Spannweite, die sich auf vorspringende Pfeiler stützen, um die Hälfte verbreitert wurde, um einen 7 m breiten Fahrweg aufnehmen zu können ohne die Mauer unnötig stark machen zu müssen.

d) Besondere Ausbildung der Staumauern. Ähnlich wie bei den Stütz- und Kaimauern (s. § 14 unter 4, S. 459) können auch die Staumauern so ausgebildet werden, daß man sie in Pfeiler und eine gegen diese sich stützende, selbst durch stehende Gewölbe gestützte Wand auflöst.

Einen gelungenen Versuch dieser Art bildet die Erhöhung und die durch diese bedingte Verstärkung der Lennep-Talsperre[42]. Entsprechend der um 3,25 m erforderlich gewordenen Erhöhung, wurde die alte Mauer zunächst in ihrer alten Stärke, unter Einhaltung ihrer inneren Böschung erhöht und bis zum festen Felsen der beiderseitigen Berghänge verlängert; dann baute man talseitig 12 Pfeiler von 3 m Breite in Entfernungen von 12,5 m von Mitte zu Mitte vor, die am Fuß 8 m, an der Krone der erhöhten Mauer

[41] S. CHRISTOPHE, Der Eisen-Beton und seine Anwendung im Bauwesen, Berlin 1905, S. 276.
[42] S. A. SCHMIDT, Die Erhöhung der Talsperre zu Lennep, Zeitschr. f. Bauw. 1907, S. 227.

2,25 m vorsprangen und in der Mitte und oben durch wagerechte Bogen untereinander versteift sind (s. Abb. 94). Zwischen diesen wagerechten Verspannungsgewölben, von denen die unteren 4,85 m breiten und 2,1 m hohen Gewölbe aus Zementbeton, die oberen 2 m breiten und 3 m hohen aus hammerrechten Grauwackesteinen hergestellt wurden, befinden sich noch senkrechte Gewölbe aus Zementbeton, die den Druck der alten Mauer und des neuen oberen Teils auf die Pfeiler übertragen.

Zu den Außenflächen der Pfeiler und des neuen Mauerteils wurden hammerrechte, blaue Beyenburger Grauwackesteine, zum inneren Mauerwerk Lenneschiefersteine verwendet. Die Schichten wurden gekrümmt und gegen die Luftseite ansteigend angeordnet (s. Abb. 95). Die Wasserseite des neuen Mauerteils erhielt, wie die alte Mauer sie auch besitzt, eine 60 cm starke Verblendung aus Grauwacke, die sowohl an der inneren als an der äußeren Seite mit einem 3 cm starken Zementverputz versehen und an der Außenfläche zweimal mit Syderosthen gestrichen wurde. Die Betonflächen, sowie die Anlehnungsflächen des neuen an das alte Mauerwerk wurden mit Zementmörtel verputzt.

Für die Berechnung wurden angenommen: für das Gewicht des Mauerwerks 2,3 t f. d. cbm; für den Beton 1,9 t f. d. cbm; für den Wasserdruck: 1 t f. 1 qm Fläche und 1 m Höhe. Die Drucklinien liegen sämtlich im inneren Drittel des Mauerwerks. Der Kantendruck an der Vorderfläche der Pfeiler ergab sich zu 3,86 kg f. d. qcm, an der Hinterkante zu 2,01 kg f. d. qcm. Dabei wurde der Wasserdruck bis zur Oberkante der Mauer berücksichtigt.

Diese »aufgelöste Bauweise«, die auch für neue Talsperren anwendbar erscheint, ergibt, wie in der angeführten Quelle angegeben wird, gegenüber einer vollen Mauer eine Ersparnis von 16 % an Mauerwerk.

Sachregister.

Abfallrinnen 62.
Abgrabung, Lehre für die, 50.
Abkeilen der Erde 9.
Ablagerung im Massenplan 235.
Ablagerungslinie 235.
Ablaufberge 361.
Ablaufgleise 360.
Ablaufkopf 360.
Ablenkungsvorrichtung 299.
Aborte auf Bahnhöfen 348.
— außer- u. innerhalb der Sperre 348.
Abpflasterung der Böschungen 53.
Abschlämmen des Kotes 156.
Abschlämmaschine, Hand-, 157.
— mit Wendevorrichtung 158.
Abschlämmaschinen 156, 158.
Abschlämmaschine, Pferde-, 157.
Abschlußblock 379.
Abschlußwand aus Eisenbeton 468.
Abschrägung d. Straßenecken 125.
Absteckung der Kreisbogen 246.
— gekrümmter Tunnelachsen 385.
Absteckungsarbeiten 48.
Absteckung von Bogen 247.
— — Böschungsneigungen 50.
— — Kreisbogen 246, 247, 257.
— — Tunnelachsen 247.
Abstellbahnhöfe 330.
Abteilungszeichen 113.
Abtrag 1.
Abtragsprofil 49.
Abwässerkanäle in städtischen Straßen 131, 132.
Abweissteine 113.
Abziehen des Staubes 156.
Abziehmaschinen 206.
Achse, neutrale 444.
—, Wagen-, 81.
Achsschenkel 81.
Achswechselgrube für Lokomotiven 357.
Amerikanische Zunge 4.
Anfangsfelder d. Blockung 380.
Anlauframpe 201.
Anlaufsteigung 201.
Anpflanzungen städtischer Straßen 126.
Anschlagschienen 300.
Anschlußbahnhöfe 328.
Anschlußgleise 178, 350.
—, kleinste Halbmesser bei, 205, 206.
Anschlußgleis für nichtöffentlichen Wagenladungsverkehr 350.
Anschlußstationen 327, 328.
Anschnitt eines talwärts geneigten Hanges 41.
Arbeiten »vor Kopf« 15.
Arbeiterkolonnen 23.
Arbeiterzüge 23.
Arbeitsbetrieb am Abladeort 43.
— — Aufladeort 38.
Arbeitsgleise, Gefälle der, 41.
—, Senken der, 41.
Arbeitsgruben für Lokomotiven 357.
—, Querschnitt durch die, 459.
Arbeitszug 285.
Asphaltbahnen 143.
—, Quergefälle der, 143.
Asphaltbeton 146.
Asphaltin 117.
Asphaltklötze 145.
Asphalt, künstlicher 145.
Asphaltplatten 145.
Aufbrüche 401.
Aufbruchring 402.
Auffanggraben 62.
Aufgelöste Bauweise der Stütz- und Kaimauern 459.
— — — Staumauern 475.
Aufhaltekraft 93.
Auflauflasche 276.
Auflockerung des Bodens durch dessen Lösen 11.
Aufstellgleise 348.
Auftrag 1.
Auftragsarbeiten 43.
Auftragsprofil 49.
Auftrag, Übergang vom, zum Abtrag 56.
Ausfahren eines Seitentals 216.
Ausfahrsignale 326, 365.
Ausgleich der Auf- und Abtragsmassen 1.
Ausgrabungen 3.
Auskeilungslinie 56.
Ausrundungsbogen 203.
Außenbahnsteige 338.
Außenlasche 6e 271.

Bachtunnels 389.
Backenschienen 300.
Bahnachse, Verpfählen der, 284.
Bahnbau, Bauabteilungen beim 248.
—, der Grund u. Boden beim, 179.
—, Ermittelung der Erdmassen beim, 225.
— -Lose 248.
— -Strecken 248.
Bahnbrücken 220.
Bahneinfriedigungen 190.
Bahnfahrzeuge 207.
Bahngestaltung 171.
Bahngräben 182, 224.
Bahn, Hochbauten einer, 220.
Bahnhöfe 326.
—, Begriff der, 326.
—, Durchgangsform der, 328, 330.
—, einfachste Form der, 350.
—, Einteilung der, 326.
—, Entfernung der, 179.
—, Erweiterung des Hauptgleisabstands in, 337.
— in der Krümmung 331.
—, Inselform der, 330.
—, Keilform der, 330.
—, kleinere 348, 350.
—, Kopfform der, 330.
—, Lage der, 178.
—, — — Endweichen 331.
—, — —, zum Bahnnetz 364.
— mit Linienbetrieb 329.
— — Richtungsbetrieb 329.
—, Neigungs- u. Krümmungsverhältnisse auf, 331.
—, Zweck der, 326.
Bahnhofsanlagen 324.
—, Aborte 348.
—, anderweitige Hochbauten für Betriebszwecke 360.

Bahnhofsanlagen, Anlagen für den Betriebsdienst 327.
—, — — den Güterverkehr 327.
—, — — den Personenverkehr 327, 337.
—, Anordnung d. Hauptgleise 334.
—, — — Stationsdoppelgleise bei eingleisiger Bahn 334.
—, Betriebstechnische Grundlagen 324.
—, Brunnen 348.
—, Darstellungsweise der, 333.
—, Einteilung nach den Anforderungen des Betriebs 327.
—, — — der Art des Verkehrs 327.
—, — — der Führung der verschiedenen Fahrrichtungen 329.
—, — — der Lage der Empfangsgebäude 328, 330.
—, — — der Lage zum Bahnnetz 329.
— für den Ortsgüterverkehr 348.
—, Gleisabstände 337.
—, Hauptgleise für die Ein- und Ausfahrt 334.
—, Ladestraßen 349.
—, Rampen 348, 349.
—, Schienenüberschreitung 339.
—, Übergang der eingleisigen Bahn in die Stationsdoppelgleise 334.
—, Überholungsgleise 334.
—, Wagenschuppen 360.
—, Zufuhrstraßen 338.
—, Zweck der, 326.
Bahnhofs-Dienstanweisung 326.
Bahnhofsfahrordnung 333.
Bahnhofswagerechte 179.
—, Länge der, 331.
Bahnkörper, vorgeschriebene Querschnitte des, 174, 175.
Bahn, Leistungsfähigkeit einer, 198.
Bahnlinie, Aufnahme der Querschnitte des Geländes für eine, 245.
—, Aufsuchung der, im Schichtenplan 217.
—, Darstellung des Gesamtentwurfs einer, 220.
—, endgültige 219.
—, Einzelentwürfe einer, 220.
—, Ermittelung der, im Schichtenplan 215.
—, feste Punkte einer, 177.
Bahnlinie, Geländeaufnahme für eine 244.
—, Höhen- und Lageplan zu allgemeinen Vorarbeiten einer, 223.
—, Inhalt und Form des Entwurfs einer, 243.
—, Lage einer, im allgemeinen 177.
—, Querschnitte einer, 220.
—, Titel des Hauptkostenanschlags einer, 221.
—, Übertragung der, auf das Gelände 244.
—, Verbesserung einer, 245.
—, Vergleichung mehrerer, 220.
—, Verpflockung der, 245.
—, Verteilung der Erdmassen einer, 224.
—, vorschriftsmäßige Form d. Gesamtentwurfs einer, 221.
Bahnmeister 288.
Bahnsteig, Aufstellung sich kreuzender Züge am, 342.
Bahnsteigdach, zweistieliges 341.
Bahnsteige 337, 338.
—, bedachte 340, 341.
—, Befestigung der, 343.
—, Breite der, 341.
—, Einstielige Dächer für Haupt- u. Zwischen-, 341.
—, Gepäck-, 338.
—, halbhohe 338.
—, hohe 338.
—, Höhe der, 341, 342.
—, Länge der, 341, 342.
—, offene 338.
—, Personen-, 338.
—, Post-, 338.
—, tiefe 338.
—, Überdachung der, 340, 341.
—, Zugänglichkeit der, 338.
Bahnsteig, Querschnitt durch den, eines Nebenbahnhofs 342.
—, — — Haupt- u. Zwischenbahnsteig einer Hauptbahn 342.
Bahnsteigsperre 343.
Bahnsteigtunnel 339, 340.
— mit einstieligem, nur über den Treppen zweistieligen Dach 339.
—, Querschnitt eines, 340.
Bahnüberführung mittels Anlaufsteigung 202.
Bahn, Verkehrsabgabe, 178.
—, Verkehrsaufnahme, 178.
Bahnwärterhäuser 186, 187.
Bandmaß zum Verteilen der Schwellen 285, 287.
Bankettstreifen für Straßen-Unterhaltungsmaterial 85.
Bansen 358.
Basistunnel 384.
Bauabteilungen einer Bahn 248.
Baublöcke 126.
—, Breite der, 126.
— Länge der, 126.
Baugrund, Felsboden als, 7.
—, guter 3, 7.
—, Kies als, 7.
—, Lehm und Letten als, 8.
—, Mergelarten als, 8.
—, mittlerer 7.
—, Sand als, 7.
—, schlechter 7.
—, Ton als, 8.
—, Trümmer von Gebirgen als, 8.
Baukosten der Tunnels 412.
Baumpflanzungen, Nachteile der, bei Straßen 114.
— städtischer Straßen 131.
Baumscheiben 126.
Bauplan, Aufstellung des, für eine Eisenbahn 212.
Baustraßen 123.
Bauweise, geschlossene 127.
—, offene 127.
Bauzonen 123.
Bebauungspläne, städtische 121.
Bebauungsweisen, Verwendung der verschiedenen, 128.
Bedarfszüge 324.
Befestigung der Einschnitt- u. Dammböschungen 51.
— — —, Kosten der, 52.
Bekohlungsanlagen für Lokomotiven 358.
Belastungstafeln für Lokomotiven 208.
Beleuchtung beim Tunnelbau 412.
Belgische Bauweise für Tunnels 404, 405.
Bepflanzung der Böschungen 53.
Berglehnentunnel 385.
Bergnasen 180.
Bergnasentunnel 202, 385.
Bergtunnel 383.
Berme, durch eine, unterbrochene Böschungsfläche 60.
Bermen, Anordnung flacherer Böschungen statt, 61.
Bermen bei Dammböschungen 69.
—, Entwässerung der, 60.
Berührungsbahnhöfe 328, 329.
Besamung 51, 52.

Beschüttungsflächen, Vorbereitung der, 43.
Betriebsplan 333.
Betriebsstationen ohne öffentlichen Verkehr 327.
Bettung 281.
Bettung für Pflaster 135.
—, Instandhaltung der, 291.
—, Kosten der, 292.
Bettungsdruck 283.
Bettungshöhe 282.
Bettungsstärke 175, 176.
Bettungsstoff, Bedarf an, 283, 291.
Bettungsziffern 283.
Bezugslinie 232.
Bezugsstrecke 233.
Blattstoß 274.
— mit verdrücktem Steg 274.
—, ruhender 275, 276.
Blockanlagen, Darstellung der, 376.
Blockeinrichtungen, elektrische 364.
Blockendstationen 379.
Blockfelder 375.
Blockherzstücke 297.
Blocksatz 376.
—, SIEMENS & HALSKEscher, 376.
Blockstellen 328.
Blocktiefen 126.
Blockung, elektrische, der Bahnhofssignale 378.
—, —, — Streckensignale 378.
Blockwerk, Einrichtung und Wirkungsweise des, 376.
—, Gesamtanordnung des, 380.
Bockhorner Klinker 112, 140.
Bodenarten 6.
Bodenbeförderung, Anordnung der Arbeiten, 23, 26, 31.
—, Arbeiterkolonnen bei der, 23.
— auf Bändern ohne Ende 19.
— — Schienengleisen durch Menschen 31.
— — — durch Pferde 32.
— — —, Leistungen u. Kosten 31.
— — —, Preise für die, 37.
—, Bedarf an Karren u. Arbeitern 34, 35, 36.
— durch Bremsberge 20.
— — Drahtseilbahnen 19.
— — Lokomotiven 33.
— — Werfen mit der Wurfschaufel 19.
— in Kähnen 19.
— — Kippkarren 24.
— — —, Anordnung der Arbeiten 26.
Bodenbeförderung in Kippkarren, Leistung u. Kosten 26.
— — Rollwagen u. auf Schienengleisen 28.
— — —, Anordnung der Arbeiten 31.
— — —, Herstellung d. Gleise 28.
— — —, Leistungen u. Kosten 31.
— — Schiebkarren 21.
— — —, Anordnung der Arbeiten 23.
— — —, Leistung u. Kosten 23.
— — Schüttrinnen 19.
— mit Lokomotiven 33.
—, Leistung einer Lokomotive 33.
— mit Schubkarren, Bedarf an Karrdielen 36.
Bodenbeförderungsarten 19.
Bodenbeförderung, tägliche Leistung der Arbeiter 23, 26.
Bodenbewegung, bildlicher Kostenmaßstab für, 238.
—, zeichnerisches Verfahren zur Ermittelung der Erdmassen und der Kosten der, 240.
—, Kostenberechnung der, 238.
Bodengewinnung 12.
—, Arbeitsaufwand für die, 12.
— durch Handarbeit 12.
— — Maschinen 14.
—, Ermittelung der Preise für die, 12.
Bodenlösung vor Kopf 38, 40.
Bodenuntersuchungen 1, 3.
Bogen, Abzweigung aus dem, 318.
Bogenband 224.
Bogengleis, Einschaltung einer Geraden in ein, 318.
Bogenlehre 218.
Bogenweichen 311.
Bohlenbahnen 21, 22, 161.
Bohrer 4.
— für Tunnelbau 389.
Bohrgestänge 6.
—, Kuppelungen von, 6.
Bohrknarre 287.
Bohrlöcher 4.
—, Abmessung der, 396.
—, Besetzen der, 12.
—, Laden der, 12, 395.
—, Lage der, 396.
—, Verdämmen der, 12.
Bohrloch, mit Schwarzpulver geladenes 395.
—, mit Dynamit geladenes 395.
Bohrmaschine für Schwellen 286.
Bohrregister 6.
Bohrstange 6.
Bohrturm 6.
Bohrungen 4.
Bohrung in Röhren 4.
Bohrwagengestell 391.
Bölzung 397.
Bordsteine 102, 103.
Böschung 11.
Böschungen, Absteckung der, 50.
—, Befestigung der, durch Abpflasterung 53.
—, — — Einschnitt- und Damm-, 51.
—, Bekleidung der, mit einer Humusschicht 52.
—, — von Ton-, 52.
—, Bepflanzung der, 53.
—, Besamen der, 52.
—, Einebnen der, 51.
—, Neigungsverhältnis der, 11.
Böschung, natürliche 418.
Böschungsbefestigung 61.
Böschungsbefestigungen, verschiedenartige 54.
Böschungsfläche, Entwässerung d., bei Einschnitten 62.
Böschungsfuß bei Einschnitten 54.
Böschungsneigung 50.
Böschungsneigungen, Absteckung von, 50.
Böschungswinkel, natürlicher 11.
Boulevards 124.
Breitenlisten 245.
Breitfußschiene von VIGNOLES 164.
Breithacke 9.
Breithaue 9.
Bremsberge 20.
Bremsgefälle 199.
Bruchfläche auf natürlicher Erdböschung 418.
Bruchfläche, Ermittelung der, 420, 421.
Bruchfuge 419.
Brückenstationen 328, 329.
Brunnen auf Bahnhöfen 348.
— für einen Brückenpfeiler 115.
Brüstungen an Landstraßen 113.
Bundmutter 271.
Bullenkopfschiene 164.
Dächer, einstielige, für Hauptbahnsteige 341.
—, —, — Zwischenbahnsteige 341.

Dammbefestigung, Stützmauer als, 69.
—, Trockenmauerwerk zur, 69.
Dammböschungen, Befestigung der, 51.
Dämme, Ableitung des Tagewassers hinter Dämmen, 69.
— auf nachgiebigem Boden 70.
— — Sumpf- und Moorboden 43, 70, 71.
—, Sackmaß der, 51.
—, Schüttung der, 44.
—, Setzen der, 51.
—, Unterhaltungsarbeiten 71.
Dammrutschungen 68.
—, Verhinderung der, 68.
Dammschüttungen 43.
Dammschüttung mit beweglichem Sturzgerüst 48.
Damm, treppenförmig aufgesetzter 43.
Dampfpflug, Fowlerscher 14.
Dampfwalzen 105, 106, 107.
—, Leistung der, 109.
—, Vorteile der, 108.
Dechsel 287, 288.
Dechsellehre 287.
Deckenbetrieb 118, 119.
—, Vorzüge des, 121.
Decklage einer Straße 102, 103.
Deckungssignale 365.
Deckungszäune gegen Schneewehen 194.
Dehnungsfugen bei Kaimauern 459.
Diagonalstraßen 128.
Diagonalsystem 127.
— mit Rechtecksystem verbunden 129.
Diamantringbohrer 5.
Dicksteg-Verblattstoß 274.
Distanzpfähle 308.
Doppelherzstücke 293.
—, nicht umwendbare 297.
Doppelkopfschiene 163.
Doppelstoßschwelle 273.
Doppelweiche, dreischlägige 310, 311.
—, einseitige 311, 312.
—, Linienbild einer einseitigen, 312.
— — —, symmetrischen 311.
—, — — verschränkten 311.
—, — — zweiseitigen 311.
Doppelweichen 310.
Doppelweiche, symmetrische, 310, 311.
—, unsymmetrische 310.
—, verschränkte 310.
—, Zieglersche einseitige 311.
—, zweiseitige 310, 311.
Doppelwinkellasche 270.
Drahtseilbahnen, Fördergefäße der, 20.
Drehbohrer 300.
Drehbohrmaschine 302.
—, elektrische 304.
— von Brandt 303.
Drehgestelle der Wagen 209.
Drehkreuze 186.
Drehscheiben 319.
—, Anordnung der durch, zu verbindenden Gleise 321.
—, Bauart der, 320.
—, Bedienung der, 321.
—, Bewegung der Lokomotiv-, 321.
—, Feststellung der, 321.
Drehscheibengrube 320.
Drehscheiben, Kreuz-, 319.
Drehscheiben, Lokomotiv-, 319, 320.
—, Stern-, 319.
—, Unterhaltung der, 321.
—, Verbindung zwischen, und Weiche 321.
—, Wagen-, 319.
Drehschemel der Eisenbahnwagen 209.
Drehschranken 185.
Drehstuhl 300, 302, 303.
—, Abnutzung im, 303.
Dreieckbebauung in Paris 129.
Dreiecksystem 128.
Druck einer Flüssigkeit auf eine Wandfläche 416.
Druckfestigkeit einiger Gesteins-, bzw. Mauer- u. Mörtelarten 436.
Druckfläche 416, 444.
Druckfläche des Wasserdrucks 417.
Druckknopfsperre, elektrische 378.
—, mechanische 379.
Druckschienen 369, 370.
Druck, Verteilung des, über die Lagerflächen 443, 444.
Durchgangsbahnhof, kleinerer, einer zweigleisigen Hauptbahn 381.
Durchgangsstation mittlerer Größe 354.

Eckverkehr 363.
Eimerkettenbagger 14.
Eimerkettengräber 16, 17.
—, Anordnung der Ladegleise 18.
—, drehbare 18.
—, Leistungsfähigkeit der, 18.
— mit auswechselbaren Eimerketten und Leitern 17.
— — zum Teil wagerechter Eimerleiter 17.
Eimerkettengräber mit zwangläufig geführter Kette 17.
Einfahrsignale 326, 365.
Einfriedigungen bei Landstraßen 113.
— des Bahnkörpers 190.
Einheitszugkraft 93.
Einlegeschranken 185.
Einschnittarbeiten 38.
Einschnittarbeiten, Anordnung der Ladegleise 41, 42.
— bei Felsboden 40.
—, Ladeabsatz bei, 40.
Einschnittböschung, Abrutschung einer, auf einer Gleitfläche 65.
Einschnittböschungen, Befestigung der, 51.
—, — durch Erdpfeiler, Steinpackungen, Futtermauern und Pfahlwände 68.
—, Ausführung der, 64.
—, Entwässerungsanlagen bei, 66.
Einschnittböschungen, Oberflächenentwässerung mittels Sickerrinnen 63.
—, Pflasterungen von, 54.
—, Unterhaltung der, 64.
Einschnitte, Arbeiten »vor Kopf« bei, 15, 39.
—, Grenze der Tiefe offener, 180.
Einschnittgraben 61.
Einschnittrampen, unübersichtliche 183.
Einschnittrutschungen infolge vorhandener Gleitflächen 64.
Einschnittsbetrieb, englischer 42.
—, gewöhnlicher 39.
Einspitze 10.
Eisenbahn, Ausführung einer, 248.
Eisenbahnbau 161.
—, Bauplan einer, 212.
Eisenbahnen, Begriff der, 166.
—, Einteilung der, 166.
—, Entwicklung der, 161.
—, Fahrvorschriften 326.
—, Geländeaufnahme 214.
—, Gestaltung der, 166.
—, Kreuzung der, mit Wegen 183.
—, — —, mit Wasserstraßen 189.
—, Mitbenutzung öffentlicher Wege 188.
—, Schranken 185, 186.
—, Sicherungsanlagen 364.
—, Signalanlagen 364.

Eisenbahnen, sich kreuzende, 189.
—, Vorarbeiten 212.
Eisenbahnfahrzeuge 207.
—, Beziehungen zwischen Rad und Schiene der, 249.
Eisenbahnfahrzeug, dreiachsiges, im Kreisbogen 252.
Eisenbahnfahrzeuge, Übereckstellen der, 251.
Eisenbahnoberbau 249.
—, Berechnung des, 257.
Eisenbahnsignalordnung 171.
Eisenbahntunnels, lichter Querschnitt der, 388.
Eisenbahnwagen 209.
—, fester Radstand der, 209.
—, Verbindung der, untereinander 325.
Eisenbahnzüge, größte Stärke der, 324.
Eiseneinlagen der Kaimauern 463.
Eisenlangschwelle v. HILF 165.
Eisenpflaster 143.
Eisenquerschwelle von VAUTHERIN 165.
Eisenrüstung nach RZIHA 407.
Eisenschwelle, Feststopfen einer angehobenen, 290.
Empfangsgebäude 343.
—, allgemeine Anordnung des, 345.
—, Anordnung der Räume 346.
— für kleinere Nebenbahnhöfe 346.
—, Größenabmessungen der Grundfläche 347.
—, Grundrißanordnung für, mittlerer Durchgangsstationen 346.
—, Grundrißmuster f. kleinste und kleine Stationen 345.
—, Lage des, 343.
Endbahnhöfe 328.
Endbahnhof einer Nebenbahn 353.
Endblockwerke 381.
Endfelder der Blockung 380.
Endverschluß eiserner Querschwellen 267.
Entgleisungsschuhe 370.
Englische Bauweise für Tunnels 404, 405.
Entnahmelinie 235.
Entwässerung städtischer Straßen 131.
Entwässerungsanlagen bei Einschnittböschungen 66.
Entwässerungsstollen 67.
Erdarbeiten, Ausführung der, 1.
—, Bedarf an Fördergeräten 34, 35, 36.
Erdarbeiten, Bedarf an Arbeitern 35, 36.
—, Preistabellen für, 37, 38.
Erdarten 6.
—, Arbeitszeit bei deren Gewinnung 13.
—, die, als Baugrund 7.
—, Einteilung der, unter Berücksichtigung der zu ihrer Gewinnung erforderlichen Arbeitszeit 8.
—, — der, unter Berücksichtigung der zu ihrer Gewinnung erforderl. Geräte 9.
—, die, unter Berücksichtigung ihrer Verwendung zu Dammschüttungen 10.
—, Geräte zum Lösen der, 9, 10.
—, Gewichte verschiedener, 426.
—, Klassenordnung der, ihrer Gewinnung nach 8.
—, Verhalten der, an Böschungen 11.
Erdart, Männigkeit der, 8.
Erdbau, Gegenstände des, 1.
—, vorbereitende Arbeiten 2.
Erdbeförderungswagen 29.
Erdbohrer 4, 5.
Erddruck auf seitlich begrenzende Wandflächen 416.
— bei belasteter Erdoberfläche 432.
— bei beliebig gekrümmter Erdoberfläche 424, 425, 429.
— — gebrochener Wandfläche 428, 429, 431.
— — überschütteter Mauerkrone 431.
— — verschieden geneigter Wandfläche 426.
— — wagerechter Erdoberfläche 430.
—, Bestimmung der Größe des, 418.
—, Formeln zur Berechnung des, 432.
—, Richtung des, 425.
—, Verteilung des, über die Wandfläche u. sein Angriffspunkt in dieser 423, 424.
Erde, Abkeilen der, 9.
Erdkasten 102.
Erdkörper, Berechnung der hergestellten, 55, 57.
—, Bildung der, 48.
Erdmassenberechnung 228.
—, Muster einer, 228.
Erdmassen, Verteilung der, 224, 235.
Erdprisma des größten Druckes 419, 432.
Erdrutschungen 59.
Erdwagen 29.
Erdwagen, Fassungsraum der, 29.
—, Kuppelungen der, 29.
Erholungsplätze 126.
Erläuterungsbericht einer Bahn 244.
Erzverladestelle 350.
Eselsrücken 361.
Exkavatoren 14.

Fahrbahnbefestigung d. Landstraßen 101.
— städtischer Straßen 134.
— — —, besonderer Art, 145.
— — —, Vergleichung der verschiedenen Arten 145.
Fahrbahn der Landstraßen 101.
Fahrdienstleiter 326.
Fahrdienstvorschriften 326.
Fahren, zweispuriges, 303.
Fahrgeschwindigkeit der Züge 324.
Fahrkartenprüfung 343.
Fahrstraßenhebel 374.
Fahrvorschriften für Eisenbahnen 326.
Fahrzeug, dreiachsiges, im Kreisbogen 252.
Fahrzeuge, Eisenbahn 254.
—, Übereckstellen der, 251.
Fallen der Schichten 384.
Fanggräben 183.
Fäustel, einmänniges 390.
Federplatte 271, 273.
Federring 273.
Federweiche 304.
Fehlerdreieck bei Berechnung des Querprofils 58.
Fehlstationen 245, 246.
Feldwege 75.
—, Breite der, 86.
—, Querschnitt eines, 89.
Felgen 83.
—, Breite der, 83.
Felgenkranz 83.
Felsboden als Baugrund 7.
Felsböschung, ausgefütterte 61.
Felsschichten, Streichen und Fallen der, 40.
Feste Punkte einer Bahnlinie 177.
Feuerschutzstreifen 190, 191.
Firstenbau 401.
Firstschlitzbauweise 406.
Firststollen 397, 401.
Firststollenangriff 401.
Fischbauchschiene 162, 163.
Flächenermittelung der Querschnitte durch zeichnerisches Zusammenzählen 227.
Flächenmaßstab 225.

Flächenplan 229.
— einer Bahnverbreiterung durch einen Bahnhof 230.
—, Übergangspunkte im, 230.
—, Wechselpunkte im, 232.
Flächenprofil 229.
Flächenverwandlung 227, 228, 233.
Flachlasche 270.
Flachrasen 53.
Flachschienen von Reynold 162.
Flickbetrieb 118, 119.
Flügelschienen 293.
Flugsand 7.
Flugsandböschung, Faschinenabdeckung bei, 61.
Flußstahl 261.
Folgeweiche 310.
Förderband ohne Ende 18.
Fördergefäß für Drahtseilbahnen 19.
Fördergeräte, Bedarf an, 34.
Fördergerüste 18.
Förderkosten 234.
Förderkostenberechnung 239.
Förderkostenmaßstab 234.
Fördermoment 234.
Fördermomentflächen 242, 243.
Förderschacht 399.
Förderscheiden 240.
Förderung des Bodens auf der Wagerechten 238.
— — — auf Steigungen 239.
— — — im Gefälle 240.
Förderweite 234, 242.
—, mittlere 234.
Formsignale 305, 365.
Frostbeulen 289.
Frosthügel 289.
Fühlschienen 369.
Führerlose Lücke 293.
— Strecke 295.
Fuhrwerke, Abmessungen der Straßen, 83, 84.
—, Eigengewicht der, 84.
—, Gesamtgewicht d. Straßen-, 83, 84.
—, Nutzlast der, 84.
Füllöcher 401.
Fußwegabdeckung aus Pflaster 152.
— aus Platten 153.
Fußwegabdeckungen 151.
Fußweg, Abrundung der, 125.
Fußwegbreite städtischer Straßen 123, 124.
Fußwege, Asphaltabdeckung der städtischen, 154.
— bei Landstraßen 112.
—, erhöhte 87, 88.
— städtischer Straßen, Befestigung der, 151.
Fußwege, Seitengefälle der, 87.
— städtischer Straßen 129, 130.
—, Unterhaltung der, 160.
—, Zementabdeckung der, 153.
Futtermauern 415, 475.
—, Ausführung der, 455.

Gabeldeichsel 81, 82.
Galerien 91.
Gasleitungen in städtischen Straßen 132.
Gasleitung, Sicherheitsröhren für, 133.
Gebäudehöhen, größte 123.
Gebirgsbau 384.
Gebirgsstraßen 76.
—, Querschnitte bei, 90, 91.
Gefälle, größtes, der Bahnen 204, 205.
—, verlorenes 199.
Gefällschicht 217.
—, Ermittelung der, 217.
Gefällwechsel, Anordnung der, 202.
—, Ausrundung der, 203.
Gegenbankett 70.
Gegenneigungen, Zwischenstrecken zwischen, 203.
Geißfuß 287.
Geländeaufnahme 214, 244.
— mit Setzlatten 215.
Gepäcktunnel 373.
Gerüste, amerikanische 47.
—, bewegliche 47.
—, feste 47.
Gerüstschüttung 47.
Geschiebe 100.
Getriebezimmerung 398.
Gewichtsfeststellung der Ladungen 325.
Gezähnelter Stab 463.
Gleichschaltung 312.
Gleisabstände 173, 174, 337.
Gleis, Abzweigung eines gleichlaufenden 315, 316.
—, Ausbesserungsarbeiten 289.
Gleisbremsen 361, 364.
Gleisdurchschneidungen 293.
Gleise für Fahrverkehr in städtischen Straßen 146.
Gleis, Einlegung einer Normalweiche in ein gekrümmtes, 318.
—, Einschaltung einer geraden Strecke in ein Bogen-, 318.
Gleisentfernung 173.
Gleis, Entwicklung des, 161.
—, Heben des, 289.
Gleisheber 290.
Gleisjoche 28.
Gleiskreuzung, Linienbild einer 312.
Gleis, Kreuzungs-, für Militärzüge 336.
—, lotrechte Schwingungen des, 249.
Gleispläne, Entwerfen der, 318.
Gleisrahmen 28.
Gleis, Richten des, 289.
—, Stopfen des 289.
Gleisschutzvorrichtungen 370.
Gleis, seitliche Verschiebung des, 290.
—, Senken des, 290.
Gleissperren 370.
Gleisumbau 291.
Gleisumbauvorrichtung 291.
Gleisunterhaltung, Kosten der, 292.
Gleisverbindung aus einseitigen Doppelweichen 317.
—, doppelte 316.
—, einfache 316.
— mit Schmalspurweichen 315.
— mittels Weichen 315.
Gleis, Verschieben des ganzen, 258.
Gleisverschlingung 293.
Gleisverstärkung 291.
Gleis, Vorstrecken des, 285.
—, wagerechte Kräfte in der Längsrichtung des, 249.
Gleiszahl 174.
Gleitfläche 64.
—, Entwässerung einer unter der Einschnittsohle liegenden, 65.
Gleitflächen, Beseitigung der, 67.
Gleitstühle 300.
Gossen 151.
Gossenanordnung 151, 152.
— bei Hofeinfahrten 152.
Gossengefälle, Vergrößerung des, 131.
Gossenüberbrückung 252.
Grabeneinfassung mit Mauerwerk 63.
Grabmaschinen 14.
Gradiente einer Bahnlinie 219.
Grand 109.
Granitasphaltbelag 146.
Greifbagger 19.
Grenzbahnhöfe 328.
Grenzförderung 241.
Grenzschutzstreifen 189.
Grubenkies 109.
Grundbau 102.
Grunderwerb für Bahnen 180, 248.
Grunderwerbskarten 245.
Grundgeschwindigkeit der Lokomotiven 208.
Grund und Boden, Ausnutzung des, beim Bahnbau 180.

Grundzüge für den Bau der Lokaleisenbahnen 170.
Gußasphalt 144.
Güterbahnhöfe 327.
Gütergleise, schienenfreie Abspaltung der, 336.
—, große 356.
Güterschuppen 355.
— für kleinere Stationen 355
— — mittlere Stationen 356.
—, Höhe der, 355.
— in Fachwerk 356.
—, Kammform der, 355.
—, Ladebühnen der, 355.
—, Sägeform der, 355.
—, Staffelform der, 355.
—, Zungenform der, 354.
Güterwagen, zweiachsiger offener, der Pr. Stb. 211.
Güterzüge 324.

Haarmannsche Hakenplatte 268.
Haarmannscher Wechselsteg-Verblattstoß 275.
Hakenplatten 264, 265, 268.
Hakenschrauben 268.
Hakenspannplatten 265.
Halbmesser, kleinste zulässige, einer Bahn 205.
Haltepunkte 327.
— mit Außenbahnsteigen, Schutzgitter und Bahnsteigsperre 338.
— — schienenfrei zugänglich gemachten Außenbahnsteigen 338.
Handbohrung 390.
Handkippkarren 24, 25.
—, Fahrbahn der, 25.
Handkraftbohrmaschinen 390.
Handwalzen 105.
Hängebank 401.
Hauptbahnen 168.
Hauptbahn, Querschnitt einer eingleisigen 175.
—, — — zweigleisigen 175.
Hauptbahnsteige 338.
—, nutzbare Breite der, 341.
Hauptbahnsteig, Überdachung der, 340, 341.
Hauptgleisabstand in d. Bahnhöfen 337.
Hauptgleise 334.
—, Anordnung der, 334.
—, durchgehende 334.
—, Führung der, bei Verschiebebahnhöfen 362.
Hauptsignale 365.
—, bauliche Anordnung 366.
—, Endantriebe 366.
—, Zwischenantriebe 366.
Hauptstraßen 75, 86.
Hauptstraßen, städtische 122.
Häuserhöhen 123.
Hausteinplatten als Fußwegabdeckung 153.
Hebelwerk f. Weichenstellung 371.
Hemmschuhe für Eisenbahnfahrzeuge 361, 364.
— für Straßenwagen 83.
Herzstücke, außergewöhnliche 298.
—, Block, 297.
—, doppelte 293, 294.
—, einfache 293, 294.
Herzstück, einfaches Schienen-, mit Flußstahlspitze, 298.
Herzstücke, gegossene 297.
—, nicht umwendbare 297.
—, Schienen-, 297.
—, umwendbare 297.
Herzstückleitweite 296.
Herzstücklücken, Radstellungen in den, 294.
Herzstück, nicht umwendbares Doppel-, aus Gußstahl 297.
Herzstücksgerade 306.
Herzstückspitze 293.
—, Höhenlage der, und der Flügelschiene 296, 297.
—, mathematische 306.
Herzstück, umwendbares Flußstahl-, 298.
Hilfswinkelpunkte 246.
Hochbahn, elektrische 344.
Hochbauten f. Betriebszwecke der Eisenbahnen 360.
Hochstraßen 77.
Hofeinfahrten 152.
Hoheitsstöcke 113.
Höhenfestpunkte 245.
Höhenplan, Abwickeln des, einer Bahnlinie 219.
— der Straßen 96.
— einer Bahnlinie 219, 245.
— einer Tunnelstrecke 232.
—, überschläglicher 214.
— zu allgemeinen Vorarbeiten 223.
Holzbahn, Beaumonts, 161.
— mit Spurrand 162.
Holzpflaster 141.
—, Holzarten für, 141.
—, Längsgefälle des, 142.
—, Nachteile des, 142.
—, Quergefälle des, 142.
Holzschwellen, Bohren der, 286.
—, Gewicht der, 264.
—, Kosten der, 264.
—, Stopfen der, 290.
—, Verdübelung der, 263.
Horizontalkurve 213.
Hubschienen 369.
Inselbahnsteige 338.
Irwin-Bohrer 286.

Jochstraße 78.
Jochzimmerung 403.

Kabelkanäle unter den Fußwegen 133.
Kabelleitungen in städtischen Straßen 132.
Kaibefestigungen aus Eisenbeton 462.
— — — mit auskragender Ladebühne 469.
— — —, kastenförmige 470.
Kaimauern 415, 457, 461.
—, Ausführung der, 455.
—, besondere Ausbildung der, 450.
—, Standsicherheit der, 435.
—, Wahl d. Querschnitts für, 448.
Kanaltunnels 389.
Kantenpressungen, Ermittelung der, 444.
Karawankentunnel, Bau des, 402.
—, Querschnitte des, 409.
Karrbahn 25.
Karrbäume 21.
Karrdielen 21, 22.
Karren, selbstladende 14.
Karrfahrt 25.
Karten 213.
Kehren 100.
Kehrmaschinen 156, 158, 159.
Kehrmaschine zum Umwenden 158.
Keilbahnsteige 338.
Keilbetrieb 329.
Keilhaue 10.
Keilverschlußklemme 278.
Keramitpflaster 140.
Kernbauweise für Tunnels 404.
Kernbohrer 390.
Kern des Querschnitts 447.
Kernpunkt 447.
Kettenschranken 185.
Kies 109.
— als Baugrund 7.
Kiesstraßen 109.
—, Herstellung der, 110.
Kieswege 152.
Kilometersteine 113.
Kippwagen 29.
Kleinbahnen 169.
Kleineisenzeug 284, 291.
Kleingeschläg 104.
Kleinpflaster 110.
Kleinschlag 282.
Klemmplättchen 265.
Kletterweiche 306.
Klinker, Größe der, 140.

Klinkerpflaster 111, 140.
Klinkerreihen, Anordnung der, an Straßenkreuzungen 140.
Knotenpunkte der Bahnen 328.
Knotenpunktstationen 329.
Kohäsionswinkel 11.
Kohlenbansen 358.
Kolbenpumpen 86.
Königsstuhl 320.
Kontrollschlösser 367.
Kopfbahnhof mit Abstellbahnhof 330.
Kopfbahnsteige 338.
Kopfnicken der Schiene 270.
Kopfrasen 53.
Kopfschiene, gußeiserne 162.
Kopfschüttung 45.
—, Anordnung der Gleise bei der, 46.
— mittels Seitenkippern und Drehscheiben 46.
—, Vereinigung der, mit der Lagenschüttung 47.
—, — der, mit der Seitenschüttung 47.
Kopfsteine 136.
Kopfverschluß eiserner Querschwellen 267.
Korkpflaster 145.
Kornährenverband 111.
Krähbergtunnel 202.
Krätzer 10, 390.
Kratzmaschinen 156.
Kratzschuhklaviatur 157.
Kremplasche 270.
Kreuzbohrer 5.
Kreuzdrehscheibe 319.
Kreuzhacke 10.
Kreuzschaltung 312.
Kreuzung der Bahnen miteinander 189.
— — mit Wasserstraßen 189.
Kreuzung, einfache 306.
Kreuzungen 293.
— für Schmalspurbahnen 315.
—, Herstellung der, 297.
—, rechtwinklige 293, 296.
—, schiefe 293.
— von Voll- und Schmalspurgleisen 299.
Kreuzung, Linienbild einer Schmalspur-, 315.
—, Querschnitt einer rechtwinkligen, 293.
Kreuzungsbahnhöfe 328.
Kreuzungsbahnhof mit Richtungsbetrieb 329.
Kreuzungspunkt, mathematischer 296.
Kreuzungsstationen 327, 328.
Kreuzungsstation einer Nebenbahn 329.
Kreuzungsstation mit Linien-(Keil-)Betrieb 329.
Kreuzungsstücke 293.
Kreuzungsweichen 311.
—, doppelte 312.
—, einfache 312.
Kreuzungsweiche, Linienbild d. doppelten, 313.
—, — — einfachen, 313.
—, — einer doppelten Schmalspur-, 315.
Kreuzungswinkel zwischen Bahn und Weg 184.
Kronbalken 404.
Kronenbohrer 5.
Kronenbreite 175.
Krücken 115.
Krückenschlüssel 287, 288.
Krümmungen, Zwischengerade bei Gegen-, 332.
Krümmungshalbmesser, Bestimmung des kleinsten, für Straßen 98.
—, Vorschriften über die kleinsten, für Straßen 99.
Krümmungsverhältnisse einer Bahn 205.
Krümmungswiderstand 198.
Krümmung, Verbindung zwischen Neigung u., 200.
Kunststeine 141.

Ladebühnen 355.
Ladegleise 348.
—, Anordnung der, am Gewinnungsort 41.
—, die einzelnen Ladestellen an den, 348.
Ladegleis mit Ausweichgleis 41.
Lademaße 325.
Laden der Bohrlöcher 395.
Laderampe, zweistöckige 349.
Ladestellen, Anordnung mehrerer, 42.
Ladestraßen 349.
—, Wendeplätze der, 349.
Ladestraße, Querschnitt durch die, eines Nebenbahnhofes 349.
Lagenschüttung 44.
Lagerplätze für Straßen-Unterhaltungsmaterial 85.
Landstraßen 76.
—, Fahrbahn der, 101.
—, Höhenplan der, 96.
—, Krümmungen der, 98, 99.
—, Nebenanlagen für, 113.
—, Reinigung der, 114.
—, Steigung, größte zulässige 95.
—, —, zweckmäßigste 97.
—, technische Trassierung 76.
—, Unterhaltung der, 114.
Landstraßen, Vorarbeiten für, 76.
—, wirtschaftliche Trassierung 76.
Langbaum 81.
Längenprofil der Straßen 96.
Längsbahnsteige 338.
Langschwellenoberbau 262.
Langschwelle von Hilf 165.
Längsstollen 67.
Lasche, Außen-, 271.
Laschen für Schienen 270.
—, Anlageflächen der, 259.
Laschenbolzen 270.
—, Bolzenlöcher in den, 271.
Laschenschlüssel, 287, 288.
—, doppelter 287.
Laschenschrauben mit Bundmuttern 271.
Lastachse 211.
Lastwagen für Straßen 81, 83.
Lattenprofil 50.
Laufseil 361.
Lawinengalerie 91.
Lawinengang 195.
Lehm als Baugrund 8.
Lehnenrutschung 385.
Lehrbogen für Tunnelbau 407.
Lehre für die Abgrabung 50.
— zum Zeichnen der Kreisbogen 218.
Leiter der Eimerkettengräber 16.
Leitkante 296.
Leitschienen 252.
Letten als Baugrund 8.
Lichtsignale 365.
Linienbetrieb 329.
Linienbilder der Weichen 310, 311, 312, 313, 315.
Linienführung einer Bahn 177.
— — —, betriebstechnische Grundlagen 196.
— — —, zu nehmende Rücksichten auf die Landesverteidigung 177.
— — Straße 76.
Liniensignale 365.
Linksweiche 301, 306.
Löffelbohrer 4, 5.
Löffelgräber 14, 15.
—, Anordnung der Ladegleise 15.
Lokaleisenbahnen 169.
Lokomotiven 208, 209.
—, Bauart der, 208.
—, Einteilung der, 208.
—, gekuppelte 208, 209.
—, Grundformen der, 210.
—, Grundgeschwindigkeit der, 208.
—, Leistungsfähigkeit der, 208.
—, Zugkraft der, 208.

Lokomotiven zur Beförderung der Erdwagen 31.
Lokomotive, Güterzugs-, 209.
—, Nebenbahn-, 209.
—, Personenzugs-, 209.
—, Schnellzugs-, 209.
—, Stellung der, im Zug 325.
Lokomotivgattungen, Grundformen und Leistungen einiger Haupt-, 210.
Lokomotivräder, Druckveränderung der, 249.
Lokomotivschuppen 356.
—, kreisförmige 358.
—, Querschnitt eines ringförmigen, 359.
—, rechteckige 537, 358.
—, ringförmige 357, 358.
—, Standlänge, 358.
Lokomotivstationen 356.
—, Entfernung der, 208.
Lokomotivwechselstationen 327.
Loris 29.
Löschgruben für Lokomotiven 357.
Lösen der Erde 1.
Lose einer Bahn 248.
Lücke, führerlose 293.
Lüftung der Tunnels 411.
Lüns 82.
Lünsscheibe 82.

Makadamisierte Straßen 109.
Marksteine 113.
Marktplätze 126.
MASCHEKsche Formel 94.
Maschinenbohrung mit Naturkraft 391.
Massenberechnung 1.
—, Muster einer, 228.
Massenermittelung 228.
Massenlinie 231.
—, Begradigung der, 242.
— einer Bahnstrecke mit Wegübergang 232.
—, Wendepunkte der, 232.
—, Zeichnung der, 231.
Massenmaßstab 233.
Massennivellement 55.
Massenplan einer Bahn 229, 231.
— — Bahnverbreiterung durch einen Bahnhof 230.
— — Bahn, zeichnerische Darstellung des, 233.
— — Tunnelstrecke 232.
Massenprofil 229, 231.
Massenverteilung, günstigste 235.
Maßstab, verzerrter 219.
Materialbankette 85.
Meilensteine 113.
Meißelbohrer 5, 389, 390.
MELAUNsche Stoßanordnung 276.
Mergelarten als Baugrund 8.
Merkblatt 326.
Merkbuch 326.
Meridian, magnetischer 384.
Merkzeichen 308.
Minentrichter 395.
Mitbenutzung öffentl. Wege für Bahnen 188.
Mittelherzstück 311.
Mittellinie des Druckes 435, 436.
— — —, Ermittelung der, 436, 437.
— — —, Ermittelung der, für eine Kaimauer 441, 442.
— — —, Ermittelung der, für eine Stützmauer 438, 440.
Mittlere Profilrechnung 56.
Moorschutzstreifen 190.
Mosaikpflaster 152.
Muldenkipper 30.
Mundlochschächte 397.
Mutterstellkappe 269.

Nabe 82.
Nabenbüchse 82.
Nachbruchring 402.
Nagelhammer 287.
Nagelklaue 287.
Nebenanlagen bei Landstraßen 113.
— städtischer Straßen 154.
Nebenbahnen 168.
Nebenbahnhof bei beschränkter Entwicklungslänge 353.
—, Linienbild eines kleineren, 351.
— mit einseitiger Ladestraße 352.
— — zweiseitiger Ladestraße 352.
Nebenbahn, Querschnitt einer, 175.
Nebengleise, Anknüpfung der, an das Ausziehgleis 354.
Nebenstraßen 122.
Neigungen im Tunnel 202.
Neigung, Verbindung zwischen, und Krümmung 200.
Niveaulinie 213.
Normal-Null 213.
Normalprofile der Straßen 86.
— — — und Eisenbahnen 48.
Nullinie 79, 218.
Nullpunkte im Höhenplan 232.
—, Übergang der Druckspannungen in Zugspannungen 444.
Nummersteine 113.
Oberbauanordnungen der Pr. H. St. 279, 280.
Oberbau, allgemeine Anordnung des, einer Bahn 249.
—, Anlieferung und Legung der -teile 284.
—, Arbeitsleistung beim Verlegen des, 291.
—, Ausbesserungsarbeiten 289.
—, Berechnung d. Eisenbahn-, 257.
—, Beziehungen zwischen Rad und Schiene 249.
— der Schmalspurbahnen 283.
—, durchschnittliche Herstellungskosten des Querschwellen- 292.
— einer Bahn 174.
Oberbaugeräte 286.
Oberbau, Gewicht des, 292.
— in Wegübergängen 269.
—, kleinere Unterhaltungsarbeiten 289.
—, Kosten des, 292.
—, Kosten des Verlegens, 292.
Oberbauteile, Anlieferung der, 284.
—, Auswechseln der, 290.
—, Verlegen der, 284.
Oberbau, Überwachung des, 288.
—, Unterhaltung des, 288.
—, Veranschlagen des, 291.
—, Vorgang beim Verlegen des, 285.
Ortstafeln 113.
Österreichische Tunnelbauweise 406.
— —, ältere 406.
— —, neuere 406.

Packlage einer Straße 102.
Paßstraße 78.
Paßstücke 286.
Pechmakadam 146.
Personenbahnhöfe 327.
Personenverkehr, Anlagen für den, 337.
Personenzüge 324.
Pferdekippkarren 25.
—, Fassungsraum der, 25.
—, günstigste Förderweite für, 27.
—, Leistung der, 26, 27.
Pferdewalzen 105, 106.
Pflanzungen an Landstraßen 114
Pflasteranschluß an die Straßenbahnschienen 149.
Pflaster aus Kopfsteinen 136.
Pflasterfugen, Ausgießen der, 138.
—, Dichtung der, 135.

Pflastermaterial 135.
Pflaster mit Betonunterbettung 138.
— — Grundbau 138.
— — schrägen Steinreihen 137.
—, rauhes 135, 136.
—, —, aus gespaltenen Kieseln 136.
—, —, zwischen Quaderstreifen 136.
Pflasterschlüssel 111.
Pflastersteine, Abmessung der, 139.
—, Material für, 139.
—, Sägestellung der, 138, 139.
Pflasterungen 135.
— an Straßenkreuzungen 137.
— aus Flußkieseln 152.
— mit künstlichen Steinen 139.
— — natürlichen Steinen 135.
Piassavabesen 115.
Planieren 51.
Planübergänge 183.
Planum 174, 281.
—, einseitige Entwässerung d., in Krümmungen 282.
—, Entwässerung des, bei tonigem Auftrag 282.
—, — —, in tonigen, nassen Einschnitten 282.
—, Höhenlage des, zum Grund- und Hochwasser 181.
Planumsbreite 174, 175, 176.
Platten, künstliche, aus gebranntem Ton 153.
—, künstliche, aus gepreßtem Zement 153.
Plätze, öffentliche 125.
Polizeipfähle 308.
Posttunnel 373.
Prachtstraßen 124, 131.
Prellbock 350.
Prellsteine 113.
Privatanschlußbahnen 169.
Privatbahnen in Deutschland 170.
Privatwege 75.
Profilmaßstab 225.
Profilrechnung, mittlere 56.

Querbahnsteige 338.
Querprofile, Ermittelung der Flächeninhalte der, 56.
Querschnitte des Geländes 245.
— einer Bahn 174, 175.
— einer Hauptbahn 175.
— — Nebenbahn 175.
— — Schmalspurbahn 175.
—, Flächenermittelung der, 225, 227.
Querschnittsberechnung 225.
— unter Berücksichtigung der Querneigung 226.
Querschnittsflächen einer Bahn bei gegebenen Höhen und Tiefen 226.
Querschwelle, Abmessungen d. hölzernen, 262.
—, eiserne 266.
—, —, der preuß. Stb. 266.
—, Endverschluß, eiserner, 267.
—, hölzerne 262.
—, Kopfverschluß, eiserner, 267.
Querschwellen aus Eisenbeton 270.
Querschwellenoberbau 262.
—, eiserner, mit Haarmannschen Hakenplatten 268.
Querschwellen, trogförmige, eiserne 267.
Querschwelle, preußische, eiserne 267.
—, Querschnittsform der hölzernen 262.
—, zur Herstellung der, verwendete Holzarten 262.
Querstollen 67.

Raddruck, ruhender 249.
Räder, Ausführung der, 82.
Radfahrwege 88, 112.
— in städtischen Straßen 134.
Radialsystem 128.
Radkranz 83.
Radlenker 294, 306.
—, überhöhte 295.
Radreifen, Form des 250.
—, Kegelform der, 250.
—, Umrißlinie des, der Eisenbahnwagen 259.
Radschraper 14.
Radschuhe 83.
Radstand, fester, der Eisenbahnwagen 209.
Rampe mit Kopf- und Seitenverladung 349.
Rampen 348.
Randgräben 183.
Randsteine 102, 103, 130.
Rangierbahnhöfe 362.
Ransome-Stab 463.
Rasenmesser 52.
Rasenpflug 53.
Rasenschaufel 52.
Rasenziegel 52.
Raumfolge 326.
Raumlöffel 10, 390.
Raummasse 231.
Rechen des Blockwerks 377.
Rechtecksystem 127.
Rechtsweiche 301, 306.
Regelquerschnitte für Tunnels 388.
Reibungsbahnen mit Dampfbetrieb 165.
Reibung, rollende 92.
Reibungswinkel 11, 418.
—, Größe des, 425.
— verschiedener Erdarten 426.
Reihenpflaster 135, 136.
—, Ausführungsart des, 137.
—, Herstellung des, 136.
Reitwege 112.
— in städtischen Straßen 134.
—, Seitengefälle der, 87.
Richteisen 287.
Richtsteine 103.
Richtstollen 401.
Richtungsbetrieb 329.
Riegelstellwerke 373.
Riegelwerke 373.
Ringstraßen 124.
Rinnsteine 151.
Rodungsarbeiten 43.
Rohgutbahnhof 357.
—, Gleisanordnung eines, 356.
Rollkranz der Drehscheibe 320.
Rollöcher 401.
Rollschlauch 155.
Rollschranken 185.
Rollwagen 28.
—, Kuppelungen der, 29.
— mit beweglichen Kasten 29, 30.
— — festen Kasten 29, 30.
Rückläutewerk 186.
Ruhewinkel 11.
Rüppel-Kohnscher Dicksteg-Verblattstoß 274.
Rüstbock 47, 48.
Rutschungen 58.
— an Einschnitten 60.
— — —, Verhinderung d., 60.
—, Ursachen der, 58.

Sacken aufgeschütteten Bodens 1.
Sackmaß der Dämme 51.
Sammelbahnhöfe 363.
Sammelgräben 62.
Sand als Baugrund 7.
Sandbohrer 4, 5.
Sandkelle 4, 5.
Sandpflug 110.
Sandwege 152.
Saumsteine 111.
Schacht 383.
Schachtabteufungen 3, 4.
Schachtbau 397, 399.
Schachtförderung 400.
Schachtstühle 400.
Schachtzimmerung 399.
Schaffnerhäuschen 343.
Schaufel, gewöhnliche 9.
Schaufelgräber 14.
Schaufel, schlesische 9.

Scheibensignale 365.
Schichtenpläne 213.
Schichtenplan, Ermittelung d. Bahnlinie im, 217.
Schichtlinien 213.
—, Aufnahme der, 213.
—, Aufsuchen von Punkten der, 215.
—, senkrechter Abstand der, 213.
Schiebebühnen 322.
—, Bewegung der, 323.
—, Feststellung der, 323.
—, Lokomotiv-, 322.
— mit Laufgrube 322.
— — versenktem Gleis 322.
— ohne Laufgrube 322, 323.
— — versenktes Gleis 323.
—, Wagen-, 322.
Schiebeschranken 185.
Schiebkarre, eiserne 22.
— mit Radkasten 22.
Schiebkarren 21.
Schiebkarrenbetrieb am Aufladeort 39.
Schiebkarren, Fassungsraum der, 22.
Schiebkarre, norddeutsche 22.
—, schlesische 22.
Schiene, Angriff des linken Vorderrads auf die äußere, 251.
—, Anlageflächen der Laschen 259.
—, auf die, wirkende Kräfte, 249.
—, Baustoff der, 261.
—, Beanspruchung, wagerechte, der, 258.
—, Befestigung der, auf eisernen Querschwellen 267.
—, — —, auf Holzschwellen 264.
—, Belastung, lotrechte, der, 258.
—, Berechnung des Angriffsmoments der, 258.
—, Beziehungen zwischen Rad und, 249.
—, breitfüßige 164.
—, Doppelkopf-, 163.
—, gewalzte pilzförmige von BERKINSHAW, 163.
—, gußeiserne Steg-, 162.
—, — Winkel-, 162.
—, Kopfform der, 259.
—, Kopfnicken der, 270.
— mit birnförmigem Kopf 164.
— — unterschnittenem Kopf 164.
Schienen, Baustoff der, 261.
Schienenbefestigung 261.
Schienenbefestigung auf eisernen Querschwellen 267, 268.
— in Wegübergängen auf eisernen Querschwellen 269.
Schienen-Blattstoß 275.
Schienenbrüche 291.
Schiene, Neigung der, nach innen, 250.
Schienenform 259.
Schienenfreie Zugänge zu den Bahnsteigen 339.
Schienenfuß 259.
Schienengewicht 260.
Schienenherzstücke 297, 298.
Schienenhöhe 260.
Schienenkopf, birnförm. 164.
Schienenköpfe, Abfasung der, 259.
Schienenkopf, Unterschneidung des, 259.
—, zulässige Abnutzung der Höhe des, 258.
Schienenlänge 260.
Schienenlängen, außergewöhnliche 261.
Schienenlochung 261.
Schienennagel 264.
Schienennagelzange 287.
Schienenneigung, Herstellung der, 262.
Schienennotverband 291.
Schienenquerschnitt Form 6e 271.
— — 7d 280.
— — 8b 280.
— — 10a 281.
— — 15c 281.
—, Berechnung des, 258.
—, pilzförmiger 162.
Schienenrücker 290.
Schienensägen, tragbare 286.
Schienenstoß 270.
— des Oberbaues 6e H. E. 271.
— — — 7d H. E. 275.
— — — 8b E. 272.
— — — 8d H. 273.
— — — 15a E. 273.
Schienenstoß, fester 270.
—, —, ohne Laschen 270.
—, schwebender 270.
Schienenstühle 269.
Schienentragzange 286.
Schienenüberschreitung 339.
Schienenunterlagen 261.
Schienen, Wandern der, 250.
Schienenzange 286.
Schienen, Zurückstoßen gewanderter, 290.
Schiene, pilzförmige 163.
—, Querschnittsform der, 259.
—, schmiedeeiserne 163.
—, Überhöhung der äußeren, 253.
Schiene von BERKINSHAW 163.
—, Wandern der, 277.
—, Wärmespielraum der, 260.
—, Widerstand gegen ein Kanten der, 258.
Schildbauweise b. Tunnels 413.
Schlackensteine 141.
Schlagbäume 113, 186.
Schlagbaumschranken 185.
Schlagbohrer 389.
Schlaglöcher 114.
Schläuche zum Besprengen städtischer Straßen 155.
Schlauchtrommelwagen 155.
Schleifen 81.
Schleifenbildung einer Bahn 216.
Schleppschraper 14.
Schleppweichen 300.
Schlingenbildung einer Bahn 216.
Schlitten 81.
Schmalspur 171.
Schmiegsteine 137.
Schnee, Abfuhr des, in städtischen Straßen 159.
Schneeablagerungen 192, 193.
Schneeablagerung hinter einem dichten Zaun 192.
Schnee, Beseitigung von, in städtischen Straßen 159.
Schneedämme 194, 195.
Schneegalerien 195.
Schneepflüge 116, 159.
Schneeschlitten 159.
Schneeschmelzmaschine 159.
Schneeschutzanlagen einer Bahn 192, 193, 194.
—, Waldschutzstreifen als, 194.
Schneeschutzstreifen 195.
Schneewehe in einem Einschnitt 193.
Schneewehen 193.
—, schädliche Wirkung von Hecken bei, 194.
Schneezäune 194.
—, versetzbare 194.
Schneezaunführung an Einschnittsenden 194.
Schnellzüge 324.
Schrankenabschluß 183.
Schranken an Wegübergängen 185.
Schraper 14.
Schroten 10.
Schubkarren 21.
Schubstange einer Handweiche 304.
Schürfregister 6.
Schüttlöcher 401.
Schüttmaterial, Sand und Kies als, 10.

Schüttmaterial, Ton und Lehm als, 10.
—, zerkleinerter Fels als, 10.
Schüttrinnen 16.
Schüttung der Dämme 44.
Schutzanlagen der Bahn 189.
— — — gegen Bewirtschaftung der Nachbargrundstücke 189.
— — — gegen Feuer und Wind 190, 191.
— — — gegen Lawinen und Bergstürze 195.
— — — gegen Schnee 192.
Schutzdecke der Straßen 105.
Schutzinsel 125.
Schutzlagen der Bahn zur Abwendung einer vom Bahnbetrieb herrührenden Feuersgefahr von Gebäuden 196.
Schutzmauern gegen Windangriff 192.
Schutzschienen 252.
Schutzstellung der Weichen 312.
Schutzwagen 325.
Schutzwände aus Eisenbeton 464.
Schwellen, Abmessungen der, 284.
—, Bohrmaschine 286.
—, das Tränken hölzerner, 262.
—, gekuppelte 273.
—, Holzart der, 262.
Schwellenklammer 262.
Schwellen, Kosten und Gewicht der Holz-, 264.
Schwellenlehre, verstellbare, 286.
Schwellenschraube 264.
Schwellen, Stopfen der, 290.
Schwellenteilung 279.
Schwellen, Verdübelung der Holz-, 263.
Schwerpunktswege 242.
Schwicke 99.
Seileck 440.
Seitenablagerung 233, 235.
Seitenbahnsteige 338.
Seitenentnahme 2, 20.
— im Massenplan 235.
Seitengräben, Abzug der, von den Flächenhöhen 230.
Seitenkipper 29.
—, einseitig kippende 30.
—, nach beiden Seiten kippende 30.
Seitenschüttung 47.
Seitental, Ausfahren eines, 216.
Seitenwege 188.
Serpentinen 78.
Setzen aufgeschütteten Bodens 1.
Setzhammer 287.
Sicherheitskuppelung 207.
Sicherungsanlagen bei Eisenbahnen 364.
Sickerdohlen 66.
Sickerkanäle 63.
Sickerrinnen 63.
Sickerschlitze 66, 67.
Sickerstollen 67.
Signalanlagen 364.
Signalanlagen bei Eisenbahnen 364.
Signalarme 365.
Signalbilder 305.
Signalbuch 171.
Signale 326.
—, bauliche Anordnung der, 366.
—, Einteilung der, 365.
—, Zweck der, 365.
Signalfeld 374.
Signalfelder, Schaltung für die, 377.
Signalhebel 371.
Signalordnung 364.
Signalstationen 328.
Signalstellwerke 373.
Sohlstollen 397, 401.
Sohlstollenangriff 401.
Sommerseite 77.
Sommerwege 84, 85, 112.
—, Seitengefälle der, 87.
Sonderzüge 324.
Sondiereisen 3.
Spaltungsweichen 335.
Spannagel 81.
Spannwerke 370.
Spannwerk für Weichenstellung 371.
Sparrenzimmerung 403, 404.
—, österreichische 407.
Spaten 9.
Speichen 82.
Speichensturz 82.
Sperrschienen 369.
Sperrsteine 119.
Sperrzeichen 308.
Spielplätze 126.
Spitzenverschlüsse 368.
Spitzhacke 10.
—, Einspitze 10.
Spitzkehren 100.
Spitzweichen 326, 334.
Sporn bei Kaimauern 458, 462.
Sprengarbeit für Tunnels 394.
Sprengkegel 395.
Sprengmittel 394.
Sprengstoffverbrauch 396.
Sprengwagen 155.
Sprengwirkung 395.
Spurerweiterung in Krümmungen 250, 252.
Spurkränze der Eisenbahnfahrzeuge 162.
—, Spielraum der, im Gleis, 251.
Spurkranzrinne zwischen Fahrschiene und Radlenker 296.
Spurmaß 287.
—, festes 287, 289.
—, verstellbares 287, 289.
—, Wesselsches 287, 289.
Spurrille am Radlenker und im Herzstück 296.
Spurrillentiefe 334.
Spurrille zwischen Fahr- und Zwangschiene 296.
Spurweite 165, 171.
—, Prüfung der, 288.
Staatsbahnen in Deutschland 170.
Staatsstraßen 75.
—, Breite der, 86.
Städtische Straßen 121.
— —, Breite, 123.
— —, Entwässerung, 129.
— —, Fußwege 130.
— —, gesundheitliche Rücksichten 122.
— —, Querschnitte 129.
— —, Vorgärten 130.
— —, Richtungslinien u. Längen, 122.
— —, Schönheitsrücksichten 122.
— —, Steigungen 124, 125.
Staffelstraßen 124.
Stampfasphalt 144.
—, deutscher 145.
—, künstlicher 145.
— -Zementplatten 145.
Starkstoßoberbau 275.
Stationen, Begriff der, 326.
—, Einteilung der, 326, 327.
—, Grundrißmuster 345, 346, 347.
Stationsblock 373.
Stationsblockanlage 372.
Stationsblockwerke 396.
Stationsdienst 326.
Station, vereinigte End- und Zwischen-, 336.
Staudämme 415, 471.
Staumauern 415, 471.
—, Ausführung der, 470.
—, Dichtung der Außenflächen 473.
—, Ermittelung des Querschnittes einer, 451.
—, Gründung der, 471.
—, Querschnitte von, 454.
—, Standsicherheit der, 43[illegible]
—, Wahl des Querschnitts für, 448.
Stegschiene von Jessop, 162.

Steigen 77, 78, 100.
Steigungen, annähernde Ermittelung der, zwischen den Festpunkten einer Bahn 215.
—, ausgeführte größte, einer Bahn 205.
—, schädliche einer Bahnlinie 199.
—, unschädliche, einer Bahnlinie 199.
—, vorteilhafte 97.
—, zweckmäßigste Straßen-, 97.
Steigung, Ermäßigung der, in Bogen 200.
—, größte der Straßen im Flachland 95.
—, —, der Straßen im Hügelland und Gebirge 96.
—, — zulässige, der Straßen 95, 96.
—, maßgebende einer Bahnlinie 198.
—, —, zeichnerische Ermittelung, 200.
Steigungsänderungen einer Bahnlinie 202.
Steigungsermäßigungen 202.
Steigungsgrenzen, vorgeschriebene, einer Bahn 204.
Steigungskostenzuschläge, bildlicher Maßstab für die, 240.
Steigungslinie einer Hauptbahn, Beispiel, 204.
Steigung, stetige, einer Bahnlinie 201.
Steigungsvergrößerung einer Bahnlinie 202.
Steigungsverhältnisse einer Bahnlinie 201.
Steigungswiderstand 198.
Steigungszuschläge 239, 240.
Steigung, zweckmäßigste, einer Bahnlinie 198.
Steinbahn mit Grundbau 103.
Steinbett 102.
Steinbohrer 5.
Steinbrechmaschinen 104.
Steinpflaster, Abnutzung des, 138.
— mit Betonunterbettung 138.
— — Grundbau 138.
Steinschlagbahnen 102.
— mit Grundbau 102, 103.
— — Packlage 102.
— ohne Grundbau 109.
—, Reinigung der, 115.
—, Steinmaterial für, 104.
Steinschlag, Berechnung der erforderlichen, -menge 105.
—, Korngröße des, 104.
Steinschlagmaterial 104, 118.
Steinschlagmaterial, Wertziffern für, 104, 118.
Steinschlagpflaster 110.
Steinschlagstraßen, Einwalzen der, 105.
—, Ölen der, 116.
—, Teeren der, 116.
Stellhebel 305.
Stellvorrichtung 304.
Stellwerke, Druckluft, 373.
—, elektrische 373.
— in Verbindung mit den Stationsblockwerken 371.
—, Kraft, 373.
—, mechanische 373.
Stellwerkblockanlagen 372.
Stellwerkeinrichtungen 364.
—, Vorschriften, 364.
Stellwerksanlagen, Darstellung der, 376.
Stellwerksblock 374.
Stellwerksleitungen 370.
Stemmlaschen 278.
Sterndrehscheibe 319.
Stichboden 9.
Stielgräben 14.
Stockschienen 300.
Stollen 383.
Stollenbau 397.
Stollenbrust 397.
Stollenförderung 400.
Stollenkanäle 389.
Stollenort 397.
Stollenzimmer 398.
Stollenzimmerung 397.
Stopfhacke 287.
— für eiserne Schwellen 287.
— für Holzschwellen 287.
Stoßbohrer 390.
Stoßbohrmaschine 391.
—, elektrische 392, 393.
Stoßbrücken 275, 276.
Stoßlückeneisen 287.
— für Stumpfstoß 287, 288.
Stoßscheibe 82.
Strahlengleise 321.
Straßen, Anpflanzungen städtischer, 126.
Straßenaufreißer 160.
Straßenbahnen 124, 166.
Straßenbahngleise, Unterbau der, in Asphaltstraßen 149, 150, 151.
—, — —, in Holzpflaster 149.
—, — —, in Steinpflaster 149.
—, — —, in Steinschlagstraßen 148.
Straßenbau 73.
—, Aufgaben des, 75.
Straßen, Baumpflanzungen bei 114.
—, — in städtischen, 131.
Straßenbau, Trassierungselemente 80.
Straßen, Bedeutung der, 74.
Straßenbefestigung, Anschluß der, an die Schienen der Straßenbahnen 148.
Straßenbeschotterung, Stärke der, 120.
Straßen, Besprengen städtischer, 155.
Straßenbreiten 84, 85, 86.
— in Baden 85.
— — Hessen 85.
— — Preußen 85.
— — Württemberg 86.
—, städtische 123.
Straßendamm in einem Hochmoor 71.
Straßendampfwalze auf Reisen 121.
Straßeneggen 120, 160.
Straßeneinfriedigungen 113.
Straßeneinmündungen 125.
Straßen, Einteilung der, 74.
—, Entwässerung der, 88.
—, — städtischer, 129.
Straßenentwurf, Bearbeitung eines, 79.
—, erforderliche Pläne für einen, 80.
Straßenerweiterungen 125, 126.
Straßenfuhrwerke 81.
—, Widerstände der, 92.
Straßen, Gesamtbreite der, 85.
Straßengräben 88.
—, Abmessungen der, 88.
—, Gefälle der, 88.
— im Auftrag liegender Straßen 89.
Straßen im Hügellande 76.
— — Tieflande 76.
— — Überflutungsgebiet 89.
Straßenkanäle 132.
Straßen, Kehren städtischer, 155.
Straßenkörper, Drainierung eines, 88.
Straßenkreuzungen 125.
Straßenkreuzung mit schrägen Pflasterreihen 137.
— — senkrechten Pflasterreihen 137, 138.
Straßenkrümmungen 97.
— für Langholzfuhrwerke 98.
Straßen, Längen städtischer, 122.
Straßenmittellinie, Festlegung der, 79.
Straßen, Nebenanlagen städtischer, 154.
Straßennetz 121, 126.
—, Ausbildung des, 127.

Straßenoberfläche, Form der, 86.
—, Wiederherstellung der abgenutzten Straßenoberfläche 118.
Straßen, Quergefälle der Land-, 87.
Straßenquerprofile 86, 87.
Straßen, Querprofile städtischer, 123.
—, Querschnitte ausgeführter Land- und Gebirgs-, 89, 90, 91.
—, Reinigungsdienst bei städtischen, 155.
—, Reinigung städtischer, 154.
—, Richtungslinien städtischer, 122.
Straßenschienen für Fahrverkehr in städtischen Straßen 146.
Straßenschlamm 114.
Straßen, seitliche Lagerplätze für das Unterhaltungsmaterial 85.
—, städtische 75, 121.
—, —, Richtungslinien, 122.
—, —, Steigungen, 124, 125.
Straßenstaub 114.
Straßen, Steigungen städtischer, 124.
—, Trassieren der, 79.
Straßentunnels 134, 389.
Straßen, Unterhaltung städtischer, 154, 159.
Straßenwalze, englische 107.
—, französische 107.
Straßenwalzen 105.
—, Bremsvorrichtung an, 106.
Straßenwärter 115.
Straßenwaschmaschine 159.
Straßen, Wasser-, Gas- und Kabelleitungen in städtischen, 132.
Straßenwölbung, kreisförmige 129.
Streckenblock 379.
Streckenblockung auf eingleisigen Bahnen 381.
— — zweigleisigen Bahnen in zweifeldriger Form 380.
— — — — in vierfeldriger Form 380.
Streckenblockung, elektrische, 378.
—, zweifeldrige 379.
—, vierfeldrige 380.
Strecken einer Bahn 248.
Streckenpolygon 245.
Streckensignale, elektrische Blockung der, 378.
Streckmetall 463.
Streichen der Schichten 384.
Streichungswinkel 384.
Strossenbau 401.
Stuhlschienen 163, 260.
— der bad. Stb. 260.
Stuhlschienenoberbau 262.
— Nürnberg-Fürth 164.
Stumpfstoß der Eisenbahnschienen 272.
Sturzgerüste, bewegliche 47.
Stützmauern 415, 459.
—, Ausführung der, 432.
—, besondere Ausbildung der, 459.
—, Standsicherheit der, 435.
—, Wahl des Querschnittes für, 448.
Stützwände aus Eisenbeton 462.
— — —, Berechnungsgrundlagen 464.
— — —, Beispiele ausgeführter, 464.
Subways 124.
Suppen 291.

Tachereisen 463.
Tagebau bei Tunnels 414.
Talsperren 415.
—, Fuß der, 453.
—, Hals der, 452.
—, neuere Querschnittsformen 452, 454.
—, Rumpf der, 453.
—, Standsicherheit der, 451.
Talstraßen 77.
Technische Vereinbarungen über den Bau der Bahnen 170.
Teilungsweichen 334.
Ton als Baugrund 8.
Tonböschungen, Bekleidung v., 52.
Torfschutzstreifen 189.
Torschranken 185.
Tragfedern, Schwankungen d., 249.
Trambahnen 124.
Trasse einer Straße 76.
—, kommerzielle 212.
Trassierung einer Straße 76, 79.
—, technische, einer Straße 76.
—, wirtschaftliche, einer Straße 76.
Trennungsbahnhöfe 328.
Trennungsbahnhof in Keilform 330.
Trennungsstationen 327.
Trennungsstation in Keilform (Linienbetrieb) 330.
— mit Richtungsbetrieb 328.
Trepanierbohrer 4, 5.
Triebsand 7.
Trinidadasphalt 144.
Trockenbagger 14.
Tunnelachsen-Absteckung 247.
Tunnel, Anordnung der Neigungen im, 202.
Tunnelbau 383.
Tunnelbaubetrieb 401, 402.
Tunnelbauweisen 404.
Tunnel, die statischen Verhältnisse eines, 386.
—, eingleisige Ausführung 388.
—, Entwurf eines, 384.
—, Höhenplan eines, 386.
—, Lage des, zum Gebirgsbau 384.
—, Längenschnitt eines, 386.
— mit Sohlengewölbe 229.
Tunnelmassen, Lösen und Fördern der, 402.
Tunnelmauerwerk 407, 408.
Tunnel-Mundlöcher 386.
Tunnelnischen 410.
Tunnelquerschnitte, Abmessungen der, 176, 409, 410.
Tunnelquerschnitte der Rheinischen Eisenbahn 177.
Tunnelquerschnitte, Form der, 386.
—, Größe der, 386, 389.
Tunnelquerschnitt einer sächsischen Schmalspurbahn 177.
—, eingleisiger, deutscher 176.
Tunnelquerschnitte, lichte 176.
Tunnels, Neigungsverhältnisse der, 385.
—, Richtung der, 385.
— unter Wasser 413.
Tunneltore 410.
Tunnel, Vorarbeiten eines, 384.
—, wiederhergestellter 387.
—, zerstörter 387.
—, zweigleisige Ausführung 388.
Turmstationen 328, 329, 330.
Türstock 398.

Überdachung der Hauptbahnsteige 340, 341.
— — Zwischenbahnsteige 340, 341.
Übergänge in Schienenhöhe 183.
Übergangsbogen 206, 254, 255.
—, Einlegen eines, in bestehende Eisenbahngleise 257.
—, Länge der, 206, 257.
Übergangslaschen 277.
Übergangspunkte zwischen Auf- und Abtrag 230.
Übergangsrampe 254.
—, Neigung der, 254.
Übergangsstationen 327.
Übergangswerke 183.

Überhöhung, Berechnung der, 254.
— des äußern Schienenstrangs 253.
Überhöhungslehre 287, 289.
Überhöhungsrampen 206, 255.
Überhöhungsrampe, Neigung der, 257.
Überhöhungsrampen von Gegenkrümmungen 206.
Überholungsgleise 334.
—, Anordnung der, bei zweigleisiger Bahn 334.
— außerhalb der Hauptgleise 335.
— zu beiden Seiten der Hauptgleise 335.
— zwischen den Hauptgleisen 335.
Überholungsgleis neben den Hauptgleisen 336.
Überholungsstationen 328.
Überschreitungsstationen 328.
Überschüttung von Bauwerken 45, 47.
Übersichtlichkeit bei Wegübergängen 183.
Übersichtshöhenplan 244.
Uferbefestigungen aus Eisenbeton 467.
Uferbekleidungen aus Eisenbeton 462.
Ufermauern 415.
Uferschälung aus Eisenbeton 467.
Umgrenzung des lichten Raums für Schmalspurbahnen 173, 174.
— — — — für Vollspurbahnen 172, 173.
— — — —, Sicherstellung der Einhaltung der, 288.
Umladehallen 348.
Universalkipper 31.
Unterachsung 81.
Unterbau der Straßenbahngleise 148, 149, 150.
— einer Bahn 174.
Unterbettung für Pflaster 135.
Untergestell, Länge des, der Bahnwagen 209.
Untergrundbahn, Station einer, 344.
—, Übergang von der elektrischen, zur Hochbahn 344.
Untergrundtunnel 383.
Unterkeilung 10.
Unterlagsplatten für Schienen 264.
—, keilförmige 264.
—, offene 266.
Unterlagsspannplatten 274.
Unterlauf 81.
Unterwassertunnel 383.
Ursprungsstationen 327.

Vautherin-Schwelle 165, 266.
Ventilbohrer 4, 5.
Verbindungsstraßen 75.
Verblattstoß 275.
Verbrauchslinie 232.
Verbrauchsmassen 231.
Verbrauchsstrecke 233.
Vereinigungsweichen 335.
Verkehr, Aufnahme und Abgabe des Eisenbahn—s, 178.
Verkehrsplätze 125.
Verkehrsstraßen 122.
Verkehrs-Trasse einer Straße 76.
Verkleinerungsmaßstab für die Auftragshöhen im Flächenplan 230.
Verpfählen der Bahnachse 322.
Verschieben auf Bahnhöfen 360.
Verschlußbalken d. Stellwerke 374.
Verschlußtafeln der Stellwerke 375.
Verschubbahnhöfe 360, 362.
—, Anordnung nach dem Höhenplan, 362.
— mit Breitenentwicklung 363.
— — Längenentwicklung 363.
Verschubbewegungen beim Aus- und Einsetzen eines Wagens 351.
Verschublineal 375.
Verschubweichen 368.
Versuchslinie für eine Bahn 215, 216, 217.
Versuchsschächte 3, 4.
Verteilung der Erdmassen 235.
— — —, Ausführung des zeichnerischen Verfahrens zur, 240.
Verteilungslinie, günstigste Lage der, 242.
Verteilungslinien 232.
— erster und zweiter Ordnung 236.
—, gemeinsame 237.
—, getrennte 237.
Viadukte 180.
Vieleckzug 214.
Visitiereisen 3.
Vizinalstraßen 75.
—, Breite der, 86.
Vollspur 171.
Vorarbeiten, allgemeine, für Eisenbahnen 212.
—, ausführliche, für eine Bahnlinie 212, 243.
Vorarbeiten, Ausführung der, für eine Bahnlinie 244.
— für Eisenbahnen 212.
—, wirtschaftliche und technische, für Eisenbahnen 212.
Vorderkipper 29, 30, 31.
Vorflut 179.
Vorgabe 395.
Vorgärten 126, 130, 131.
Vorkipper 29, 30.
Vorlauf 81.
Vorläuteeinrichtung 186.
Vorplätze vor Bahnhöfen 338.
Vorratsmassen 231.
Vorschriften, amtliche, für Eisenbahnen 170.
Vorsignale 326, 365.

Wackenpflaster 135.
Wagenachse 81.
Wagenbremsen 83.
Wagen, Deichsel der, 81.
—, Drehwinkel der, 82.
—, Eisenbahn, 209.
Wagenfedern 83.
Wagenhalteplätze 338.
Wagen, Hintergestell der, 81.
— mit beweglichen Kasten 29.
— — festen Kasten 29.
— — sich öffnendem Boden 30.
Wagenräder 82.
Wagenschraper 14.
Wagen, Spurweite der, 82.
— Umlauf 325.
—, Untergestell der, 81, 82.
—, Verbindung der Eisenbahn, untereinander 325.
—, vierräderige 81.
—, Vordergestell der, 81.
—, zweiräderige 81.
Wagscheit 82.
Waldschutzstreifen 190, 194.
Waldstreifen mit wechselndem Umtrieb 194.
Waldwege 75.
—, Breite der, 86.
Walzenzug 120.
Wandern der Schienen 250.
— — —, Vorkehrungen gegen das, 277.
Wanderstützen 278.
Wannen 343.
Wärmelücken 260.
Wärmespielraum 260.
Warnungssignale 365.
Warnungstafeln 186.
Wasenmesser 52.
Wasserdruck auf eine gebrochene Wandfläche 417.
— auf eine lotrechte Wand 417.
— auf seitlich begrenzende Wandflächen 416.

Wasserdruck, Größe des, 416.
Wasserhaltung beim Tunnelbau 411.
Wasserkran für Lokomotiven 359, 360.
— — —, Ausleger des, 360.
Wasserleitungen in städtischen Straßen 132.
Wasserscheiden 213.
Wasserscheidentunnel 202, 385.
Wasserstationen 327, 359.
—, Behälterformen 359.
—, Leitungen 359.
Wasserstraßen, Kreuzungen mit Bahnen 189.
Wasserturm für Bahnhöfe 360.
Wasserverhältnisse beim Bahnbau 181.
Wechsel 299.
Wechselpunkte 232.
Wechselsteg-Verblattstoß 275.
Wechselstoß 270.
Wege, Mitbenutzung öffentlicher, für Bahnen 188.
Wegesignale 365.
Wegschranken 113.
Wegüberführungen 187.
Wegüberführungsrampen 187.
Wegübergänge 221.
— in Schienenhöhe 184.
— — —, Befestigung der, 184.
— — —, Nebenanlagen an, 186.
— — —, Sicherungsanlagen an, 185.
Wegunterführungen 188.
Wegverlegung 184.
Wegweiser 113.
Weiche, Berechnungsgrundlage der einfachen, 309.
—, Doppel-, 310.
—, einfache 306.
—, —, dargestellt durch die Fahrkanten 306.
—, Feder-, 304.
—, geometrische Anordnung der einfachen, 308.
—, Gesamtanordnung der einfachen, 1:9 auf Holzschwellen 307.
—, Handstellvorrichtung 305.
— im engeren Sinne 299.
—, Kletter-, 306.
—, Knotenpunkt der, 306.
—, Lage der Endweiche zum Gefällwechsel 331.
—, — einer Hauptgleis-, im Gefälle 331.
—, Links-, 301.
—, Linienbild einer einfachen Links-, 310.
—, — — — Rechts-, 310.
—, — — — Schmalspur-, 315.
Weichen 299.
Weichen, Abmessungen der Weichenformen der Pr. Stb. 314.
Weichenantrieb 305.
Weichen, Aufschneiden d., 300.
—, Blauelsche, 306.
Weichenbock 304.
Weichenbüschel 317, 318.
Weichenformen 306.
Weichen für Schmalspurbahnen 315.
—, Grundplatten der, 300.
—, Handverschlüsse der, 367.
—, Jüdelscher Zugklinkenverschluß 367, 368.
Weichenkreuz 316.
Weichen, Lage der End-, zum Wegübergang 332.
—, — der, zum Bogenanfang 332.
—, — —, zum Tunnelanfang 332.
Weichenlaternen 305.
Weichen, Linienbild der, 310.
Weichen mit federnden Zungen 304.
Weichenmittelpunkt 306.
— mit unterschlagenden Zungen 300.
—, Normalhakenschloß der, 367.
Weichenschlösser 367.
Weichen, Schnitt durch die Zungenspitze 301.
—, — — — Zungenwurzel 301.
—, Schutzstellung der, 314.
—, Sicherheitseinrichtungen an den, 367.
—, Signalbilder der, 305.
Weichensignale 306, 308, 314.
Weichen, Spitzenverschlüsse d., 367, 368.
—, Spurerweiterung in, 307.
Weichenspurstab 307.
Weichen, Stellhebel der, der Pr. Stb. 304, 305.
—, Stellvorrichtung der, 304.
Weichenstellwerke 371.
Weichenstraße, gekrümmte 317, 318.
—, gerade, aus einseitigen Doppelweichen 317.
—, gerade einfache 316, 317.
Weichenstraßen 316.
—, Sicherheitseinrichtungen in den, 367.
Weichenstraße, verkürzte 317.
Weichen, Überhöhung d. Schienen in, 307.
Weichenverbindungen, Zielpunkte beim Entwerfen v., 318.
Weichenverriegelungen 368.
Weichenverriegelungen, Kontrollriegelanschluß 368.
Weichenverschlingung 314, 315.
Weichenverschlüsse 367.
Weichenwinkel 306.
Weichenzunge, Anschluß der Schubstange an die, 304, 305.
Weichenzungen 301.
—, Beweglichmachung der, an der Wurzel 302.
—, Drehpunkt der, 302.
—, glockenförmige, symmetrische Querschnitte der, 301, 302.
—, hutförmige symmetrische Querschnitte der, 301, 302.
—, winkelförmige Querschnitte der, 301, 302.
Weichen, zweispurige 315.
—, Zwischengerade bei, -abzweigungen 332.
Weiche, Rechts-, 301.
Wendegleis 329.
Wendeplatte an sehr steiler Talwand 101.
Wendeplatten 78, 100.
Wendeplatte, symmetrische 100, 101.
Wendestation 329.
Wertziffern des Steinschlagmaterials 104.
Westrumit 117.
Wickeln 104.
Widerstände der Straßenfuhrwerke 92.
Widerstand in der Krümmung 197.
— — — Steigung 197.
— — gerader und auf wagerechter Bahn 196.
Widerstandsziffer für Straßenfuhrwerke 92.
— — Züge 197.
Windbruch 191.
Winkellasche 270.
Winkelschiene von Curr 162.
Wohlfahrtseinrichtungen, städtische 131.
Wohnstraßen 122.
Wuchtebaum 286, 287.
Wundstreifen 191.
Würfelpflaster 136.
Würfelsteine 136.

Zapfenreibung 92.
Zeitsperre 370.
Zeitverschlüsse 369, 370.
Zementbahnen 146.
Zementplatten für Fußwege 153.
Zentralkern 447.
Zentralstrebenzimmerung 407.

Zimmerungsarten für Tunnelbau 407.
Zollschuppen 349.
Zufuhrstraßen 349.
Zugänge, schienenfreie 339.
Zugankündiger 370.
Zugbildung 325.
Zugbildungsplan 325.
Zugbildungsstationen 327.
Züge, Ausrüstung der, mit Bremsen 325.
—, Begriff der, 324.
—, fahrplanmäßige 324.
—, Gattungen der, 324.
—, größte Stärke der, 324.
Zugfolge 378.
Zugfolgestellen 327.
Zuggattungen 324.
Zugkraft der Zugtiere 93.
Zugmeldestationen 327.
Zugscheite 82.
Zugschranken 185.
Zugschranke mit Vorläutezwang 186.
Zündung des geladenen Bohrlochs 305.
Zunge, amerikanische 4, 5.
Zungenbahnsteige 338.
Zungenvorrichtung 299, 300.
Zungenzapfen mit Laschenverbindung 304.
Zustimmungsblockfelder 401.
Zwangsschienen 294, 306.
Zwangsschienenrille, Leitkante der, 296.
Zweibogenweichen 311.
Zweibogenweiche, konkave 311.
—, konvexe 311.
—, Linienbild einer einseitigen, 312.
Zweibogenweiche, Linienbild einer zweiseitigen, 312.
—, unsymmetrische 311.
—, zweiseitige 311.
Zweispurigfahren 303.
Zwillingstunnel 388.
Zwischenbahnhöfe 328.
Zwischenbahnsteige 338.
—, Überdachung der, 340.
Zwischengerade 206.
— bei Weichenabzweigungen 332.
—, Länge der, bei Bogen gleicher Krümmung 206, 207.
—, — der, bei Gegenkrümmungen 184, 206, 332.
Zwischenstation, vereinigte End- und, 336.
Zwischenstrecke zwischen Gegenneigungen 203.

Druck von Breitkopf & Härtel in Leipzig.

Druck von Breitkopf & Härtel in Leipzig

LEHRBUCH

DES

TIEFBAUES

BEARBEITET VON

KARL ESSELBORN, Dr. Jng. THEODOR LANDSBERG, Dr. Jng. EDUARD SONNE, Dr. Jng. PHILIPP VÖLKER, HANS WEGELE, LEO v. WILLMANN

HERAUSGEGEBEN VON

KARL ESSELBORN

DRITTE VERMEHRTE AUFLAGE

MIT ÜBER 1800 ABBILDUNGEN UND AUSFÜHRLICHEM SACHREGISTER

ZWEITER BAND:

GRUNDBAU, BRÜCKENBAU, WASSERVERSORGUNG UND ENTWÄSSERUNG DER STÄDTE, WASSERBAU

BEARBEITET VON

KARL ESSELBORN, Dr. Jng. THEODOR LANDSBERG, Dr. Jng. EDUARD SONNE UND LEO v. WILLMANN

LEIPZIG
VERLAG VON WILHELM ENGELMANN
1908

Handbuch der Ingenieurwissenschaften Lex. 8.

Erster Teil: **Vorarbeiten, Erd-, Grund-, Straßen- und Tunnelbau,**

herausgegeben von **L. von Willmann.**

1. Band: Vorarbeiten für Eisenbahnen und Straßen. Bauleitung. **4. Aufl.** 1904. Geh. ℳ 20.—, geb. ℳ 23.—.
2. Band: Erd- u. Felsarbeiten. Erdrutschungen. Stütz- und Futtermauern. **4. Aufl.** 1905. Geh. ℳ 13.—, geb. ℳ 16.—.
3. Band: Der Grundbau. **4. Aufl.** 1906. Geh. ℳ 12.—, geb. ℳ 15.—.
4. Band: Der Straßenbau einschl. der Straßenbahnen. **4. Aufl. 1. Lieferung.** 1907. ℳ 11.—.
5. Band: Der Tunnelbau. **3. Aufl.** 1902. Geh. ℳ 16.—, geb. ℳ 19.—.

Zweiter Teil: **Der Brückenbau,**

herausgegeben von **Theodor Landsberg.**

1. Band: Die Brücken im allgemeinen. Steinerne Brücken. **4. Aufl.** 1904. Geh. ℳ 14.—, geb. ℳ 17.—.
2. Band: Hölzerne Brücken. Wasserleitungs- und Kanalbrücken. Die Kunstformen des Brückenbaues: **4. Aufl.** 1904. Geh. ℳ 8.—, geb. ℳ 10.50.
3. Band: Die Konstruktion der eisernen Balkenbrücken. Die Brückenbahn. **3. Aufl.** 1907. Geh. ℳ 12.—, geb. ℳ 15.—.
3. Band: Eiserne Brücken im allgemeinen. Theorie der eisernen Balkenbrücken. **4. Aufl. In Vorbereitung.**
4. Band: Bewegliche Brücken. **3. Aufl.** 1907. Geh. ℳ 10.—, geb. ℳ 13.—.
5. Band: Eiserne Bogenbrücken und Hängebrücken. **3. Aufl.** 1906. Geh. ℳ 16.—, geb. ℳ 19.—.
6. Band: Eiserne Brückenpfeiler. Ausführung und Unterhaltung von eisernen Brücken. **3. Aufl.** 1903. Geh. ℳ 16.—, geb. ℳ 19.—.

Dritter Teil: **Der Wasserbau,**

herausgegeben von

J. F. Bubendey, G. Franzius, A. Frühling, Th. Koehn, Fr. Kreuter, Th. Rehbock und **Ed. Sonne.**

Dritte, vermehrte Auflage.

4. Band: Seezeichen. **In Vorbereitung.**

Vierte, vermehrte und umgearbeitete Auflage.

Erschienen sind:

1. Band: Gewässerkunde. **1. Lieferung** (Bogen 1—9 u. Taf. I u. II). 1905. ℳ 5.—; **2. Lieferung** (Bogen 10—30 u. Taf. III—X). 1906. ℳ 14.—.
3. Band: Wasserversorgung der Städte. 1904. Geh. ℳ 12.—, geb. ℳ 15.—.
4. Band: Entwässerung der Städte. **1. Hälfte.** 1903. ℳ 11.—.
5. Band: Binnenschiffahrt. Schiffahrtskanäle. Flußkanalisierung. 1906. Geh. ℳ 9.—, geb. ℳ 12.—.
6. Band: Flußbau. **1. Lieferung** (Bogen 1—14 u. Taf. I—IV). 1907. ℳ 8.—.
7. Band: Landwirtschaftlicher Wasserbau einschl. Deichbau, Deichschleusen und Fischteiche. **1. Lieferung.** 1907. Geh. ℳ 8.—.
8. Band: Schiffsschleusen. 1904. Geh. ℳ 11.—, geb. ℳ 14.—.
13. Band: Ausbau von Wasserkräften. 1908. Geh. ℳ 58.—, geb. (2 Bände, Text u. Tafeln für sich) ℳ 66.—.

In Vorbereitung sind:

1. Band: Gewässerkunde. **3. (Schluß-)Lieferung.**
2. Band: Stauwerke.
4. Band: Entwässerung der Städte. **2. Hälfte.**
6. Band: Flußbau. **2. Lieferung.**
7. Band: Landwirt. Wasserbau einschl. Deichbau und Deichschleusen. **2. Lieferung.**
9. Band: Meer. Seeschiffahrt. Küsten.
10. Band: Strommündungen. Seekanäle.
11. Band: Fluß- und Seehäfen.
12. Band: Die Seezeichen.

LEHRBUCH
DES
TIEFBAUES

BEARBEITET VON

KARL ESSELBORN, Dr. Ing. THEODOR LANDSBERG, Dr. Ing. EDUARD SONNE, Dr. Ing. PHILIPP VÖLKER, HANS WEGELE, LEO v. WILLMANN

HERAUSGEGEBEN VON

KARL ESSELBORN

DRITTE VERMEHRTE AUFLAGE

MIT ÜBER 1800 ABBILDUNGEN UND AUSFÜHRLICHEM SACHREGISTER

ZWEITER BAND:

GRUNDBAU, BRÜCKENBAU, WASSERVERSORGUNG UND ENTWÄSSERUNG DER STÄDTE, WASSERBAU

BEARBEITET VON

KARL ESSELBORN, Dr. Ing. THEODOR LANDSBERG, Dr. Ing. EDUARD SONNE UND **LEO v. WILLMANN**

LEIPZIG
VERLAG VON WILHELM ENGELMANN
1908



Vorwort zur ersten Auflage.

Unter »Tiefbau«, im Gegensatz zu dem »Hochbau« des Architekten, werden die von dem Ingenieur auszuführenden Erd- und Grundbauten, sowie Straßen-, Eisenbahn-, Brücken- und Wasserbauten verstanden. Die mit der Entwicklung der Städte zunehmende Bedeutung der städtischen Tiefbauämter, die Ausdehnung sowohl der Umbauten der im Betriebe befindlichen Eisenbahnen als auch der Neubauten, namentlich von Neben- und Kleinbahnen, schließlich die steigenden Aufgaben der Bahnunterhaltung und des Betriebs haben die Nachfrage nach ausgebildeten Tiefbautechnikern außerordentlich gesteigert, so daß die Einrichtung eines besonderen Ausbildungsgangs für jene sich als eine unabweisbare Forderung ergab.

So wurden in jüngster Zeit sowohl an den preußischen als auch an süddeutschen Baugewerkschulen Tiefbau-Abteilungen mit Abgangsprüfungen errichtet, deren Bestehen für die Anwartschaft auf die mittleren technischen Beamtenstellen der preußisch-hessischen Staatseisenbahnen vorgeschrieben ist. Ebenso sollen die in einem solchen Kurs für Tiefbautechniker vorgebildeten Bewerber bei deren Auswahl für den Dienst in der preußischen Wasserbauverwaltung vorzugsweise berücksichtigt werden.

Wenn auch das vorliegende »Lehrbuch des Tiefbaues« für Baugewerkschulen und ähnliche technische Lehranstalten in erster Linie bestimmt ist, so dürfte doch dies kurzgefaßte, besonders deutsche Verhältnisse berücksichtigende Buch auch jüngeren Technikern, sowie Studierenden technischer Hochschulen eine willkommene Gabe sein. Für diese Leser und alle, welche weitergehende Ziele verfolgen, sind die Hinweise auf andere Werke, technische Zeitschriften und besonders das »Handbuch der Ingenieur-Wissenschaften« bestimmt, wo sie ausführliche Erörterungen über die betreffenden Gegenstände finden.

In seinen einzelnen Abschnitten trägt das Werk neben theoretischen Untersuchungen auch den praktischen Bedürfnissen durch Angabe der Kosten u. dgl., sowie durch fünfzehnhundert Textfiguren Rechnung, die zum größten Teil mit Maßen versehen sind.

Das ganze Werk zerfällt in folgende sechs Kapitel: Erdbau, Grundbau, Straßenbau, Eisenbahnbau, Brückenbau und Wasserbau. Was die Verteilung des Stoffes in den einzelnen Kapiteln betrifft, deren Inhalt sich aus dem Inhaltsverzeichnis ergibt, so fiel dem Erdbau, weil im Kapitel »Eisenbahnbau« der Unterbau nicht besprochen wird, neben den eigentlichen Erdarbeiten auch die Besprechung der Erdkörperbildung zu. Die bezüglich der Erdmassenbeförderung gesammelten neueren Erfahrungen, auch hinsichtlich der Anwendung von Maschinen zum Ersatz menschlicher und tierischer Kräfte, wurden in den Paragraphen über Bodenbeförderung eingehend berücksichtigt.

Im Grundbau kam auch die Druckluftgründung, soweit es der Umfang dieses Werkes gestattete, wenigstens in allgemeinen Umrissen zur Darstellung.

Beim Straßenbau, der trotz der weitgehenden Ausbreitung der Eisenbahnen seine Bedeutung für das Wirtschaftsleben nicht nur behalten, sondern in mancher Beziehung

erweitert hat, fand insbesondere die in neuerer Zeit immer mehr hervortretende Sorgfalt für den Bau und die Unterhaltung sowohl der Landstraßen, als auch der städtischen Straßen eingehende Berücksichtigung.

Die im Erd-, Straßen-, Eisenbahn- und Wasserbau vorkommenden Stütz- und Futtermauern konnten nicht besonders besprochen werden, sondern fanden in den genannten einzelnen Kapiteln an passender Stelle Beachtung.

Durch die Verstaatlichung fast aller deutschen Eisenbahnen wurden die auf dem Gebiete des Eisenbahnwesens vorliegenden Aufgaben in die Hände weniger Verwaltungen und hinsichtlich der preußisch-hessischen Staatsbahnen in diejenigen einer einzigen großen Verwaltung gelegt. So erscheint es natürlich, daß die Erfahrungen und Bestrebungen der preußisch-hessischen Eisenbahnverwaltung auf dem Gebiete des Eisenbahnbaues hier in erster Linie berücksichtigt sind. Namentlich in bezug auf die Anordnung und Unterhaltung des Oberbaues haben die letzten zehn Jahre bei dem stetigen Wachsen des Raddrucks und der Fahrgeschwindigkeit eine große Summe von Erfahrungen gezeitigt.

Da in allen Kulturländern außer den natürlichen Wasserläufen und Schiffahrtskanälen weitverzweigte Netze von Straßen und Eisenbahnen vorhanden und diese zu überschreiten oder übereinander hinwegzuführen sind, so spielt der Brückenbau im Ingenieurwesen eine hervorragende Rolle. In dem vorliegenden Werke wurden bei den steinernen Brücken auch Kanalbrücken, sowie Beispiele von Lehrgerüsten gebracht. Kommen auch seit der Verwendung des Schweiß- und Flußeisens, sowie des Stahls die eisernen Brücken am meisten zur Ausführung, so durften doch die hölzernen nicht außer acht gelassen werden, da sie als Arbeits-, Materialtransport-, Not- und Kriegsbrücken, sowie in holzreichen Gegenden als Straßenbrücken immer noch hergestellt werden.

Zwischen dem Zweck der wasserbaulichen Anlagen und demjenigen der sonstigen Ausführungen des Ingenieurs, wie Straßen, Eisenbahnen und Brücken, besteht der Unterschied, daß diese den Verkehr heben sollen, während erstere daneben auch noch andere Aufgaben zu erfüllen haben, wie z. B. Förderung der Landwirtschaft durch Schutz der Ländereien gegen Wasserfluten, Lieferung der bewegenden Kräfte für verschiedene Gewerbe, Zuleitung nutzbaren Wassers nach bewohnten Orten u. dgl. m. Da sich der Verkehr auf den schiffbaren natürlichen Wasserstraßen erheblich vergrößert hat, so wurden hierdurch einerseits die Anforderungen an deren Beschaffenheit gesteigert, während andererseits die Flußkanalisierung einen großen Aufschwung nahm, und auch die Schiffahrtskanäle erhöhte Bedeutung erlangten. Bei dem großen Umfang des Wasserbaues mußte bei der Bearbeitung dieses Kapitels manches Raummangels wegen oder als zu weit gehend unberücksichtigt gelassen werden.

Das Sachregister wurde in jeder Hinsicht so vollständig wie möglich hergestellt, um das Aufsuchen einzelner Gegenstände zu erleichtern.

Darmstadt, im September 1904.

Vorwort zur zweiten Auflage.

Bei der schon nach zwei Jahren erforderlich gewordenen zweiten Auflage des »Lehrbuchs des Tiefbaues« wurde den in bezug auf Ergänzungen und Erweiterungen geäußerten Wünschen, soweit es der Rahmen des Werkes zuließ, Rechnung getragen. Insbesondere wurden beim Eisenbahnbau die neuesten amtlichen Vorschriften, namentlich die Betriebsordnung von 1905, berücksichtigt und die »Sicherungsanlagen« besprochen, während beim Brückenbau die Betoneisenbrücken, einschließlich deren Berechnung, sowie diejenige der Fachwerksträger eine eingehende Besprechung erfuhren. Auch beim Wasserbau sind an vielen Stellen Zusätze und, wie beim Eisenbahnbau und Brückenbau, neue Abbildungen zu finden, deren Gesamtzahl sich nun auf fast sechzehnhundert vermehrt hat.

Darmstadt, im September 1906.

Vorwort zur dritten Auflage.

Auch die, vier Jahre nach dem ersten Erscheinen des Werkes nötig gewordene dritte Auflage hat wesentliche Erweiterungen erfahren. Abgesehen von einzelnen Zusätzen kleineren Umfangs, namentlich beim Eisenbahnbau und Wasserbau, wurden zwei neue Kapitel hinzugefügt: Der »Tunnelbau« und die »Stütz-, Futter-, Kai- und Staumauern«. Bei den vorhergehenden Auflagen konnten diese Gegenstände nur kurz besprochen werden.

Der durch jene beiden Kapitel noch größer gewordene Umfang des Stoffes ließ es angezeigt erscheinen, das Werk in zwei, auch einzeln käufliche Bände zu zerlegen, von denen der erste: den Erd-, Straßen-, Eisenbahn- und Tunnelbau, sowie die Stütz-, Futter-, Kai- und Staumauern, der zweite dagegen den Grund- und Brückenbau, die Wasserversorgung und Entwässerung der Städte, sowie den eigentlichen Wasserbau enthält.

Die in neuerer Zeit oft ausgeführten Bauwerke aus Eisenbeton sind an geeigneten Stellen der einzelnen Kapitel besprochen und durch Abbildungen erläutert worden.

Der Wasserbau wurde bei der vorliegenden Auflage in zwei Kapitel: »Wasserversorgung und Entwässerung der Städte« und den eigentlichen »Wasserbau« zerlegt und unter Mitwirkung des Professors Dr. Ing. Eduard Sonne zum Teil neu bearbeitet.

Die Anzahl der Abbildungen hat sich auf über achtzehnhundert vermehrt.

Darmstadt, im Oktober 1908.

Esselborn.

Inhaltsverzeichnis.

Seite
Vorwort III

VI. Kapitel. **Grundbau.**

Bearbeitet von L. von Willmann, ord. Professor der Bau- und Ingenieur-Wissenschaften an der Technischen Hochschule zu Darmstadt.

(Mit 142 Abbildungen.)

A. Vorbedingungen und Einteilung des Grundbaues.

§ 1. Allgemeines. Tragfähigkeit des Baugrundes 1
1. Tragfähigkeit und zulässige Belastung 1
2. Belastungsversuche 3
3. Erfahrungsmäßig zulässige Belastung 4
a) Guter zuverlässiger Baugrund 4
b) Mittelmäßiger Baugrund 4
c) Schlechter, unzuverlässiger Baugrund 4
§ 2. Künstliche Verdichtung und Verbesserung leicht beweglichen oder preßbaren Baugrundes . . . 4
1. Die Fundamentsohle liegt über dem Grundwasser 5
a) Belastung 5
b) Abrammen und Abwalzen 5
c) Einstampfen von Steinen 5
d) Anwendung von Sand- und Betonzylindern 5
e) Begießen und Einschwemmen 5
f) Zementeinpressung 5
g) Abgrabung und Einfüllung mit Sand 5
2. Die Fundamentsohle liegt unter dem Grundwasser oder Niederwasserspiegel 5
a) Entwässerung, Drainierung, Absenken des Grundwasserspiegels 5
b) Einrammen hölzerner Pfähle 6
c) Einblasen von Zementpulver 6
d) Einpressen flüssigen Zementbreies 6
3. Anwendung des Gefrierverfahrens von Pötsch bei wasserdurchtränkten Schichten für die Zeitdauer der Gründung 6
§ 3. Allgemeine Bedingungen. Einteilung und Arten der Gründungen 6
§ 4. Die Baugrube, ihre Herstellung, Umschließung und Trockenlegung 8
1. Aushub und Herstellung der Baugrube 10
a) Handbagger 10
α) Der Sand- oder Sackbohrer 10
β) Die indische Schaufel 11
b) Mit Maschinenkraft betriebene Bagger 11
α) Die Zangen- oder Klauenbagger 11
β) Die Eimer- und Schaufel-Kettenbagger 11
c) Durch Wasser- oder Luftdruck betriebene Bagger 11
α) Der Lesliesche Heber 11
β) Der Robertsonsche Druckwasserbagger 11

Seite
γ) Der REEVEsche Preßluft-Exkavator . . . 11
δ) Der Preßluftbagger von JAUDIN . . . 12
2. Umschließung der Baugrube . . . 12
a) Erddämme . . . 12
b) Einfache Fangdämme . . . 12
c) Kastenfangdämme . . . 12
d) Pfahl- und Spundwände . . . 13
α) Pfahlwände . . . 13
β) Spundwände . . . 13
e) Bewegliche Fangdämme . . . 15
3. Trockenlegung und Trockenerhaltung der Baugrube . . . 15
a) Verdrängung des Wassers mittels Druckluft . . . 15
b) Zeitweilige oder dauernde Absenkung des Wasserspiegels . . . 15
c) Wasserhaltung durch Auspumpen . . . 16
d) Anwendbarkeit und Wahl der Wasserhebevorrichtungen . . . 17
α) Die Beschaffenheit des zu hebenden Wassers . . . 17
β) Die Größe der Wasserschöpfmaschine . . . 17
γ) Die Förderhöhe . . . 17
δ) Die Wassermenge . . . 17
ε) Die Zeitdauer . . . 17
ζ) Die anzuwendende Betriebskraft . . . 17

B. Beschreibung der einzelnen Gründungsarten.

A. Fundamentaufbau und Flachgründung.

§ 5. Verbreiterung der Fundamentsohle . . . 18
1. Durch Abtreppung des Grundmauerwerks . . . 18
2. Durch umgekehrte oder Sohlengewölbe . . . 19
3. Durch Sandschüttung . . . 20
4. Durch Steinschüttung . . . 21
§ 6. Gründung auf Schwellrost . . . 21
§ 7. Gründung mittels des Schwimm- oder Senkkastens. Mantelgründung . . . 22
1. Ausführungsweise der Gründung mittels Senkkasten . . . 23
2. Ausbildung des Senkkastens . . . 24
a) Der Kastenboden . . . 24
b) Die Seitenwandungen . . . 25
3. Mantelgründung . . . 25
§ 8. Gründung auf Beton . . . 26
1. Einbringen des Betons im Trocknen . . . 27
2. Betonversenkung unter Wasser innerhalb umschließender Wände . . . 28
a) Anwendung von Trichtern . . . 28
b) Verwendung von Betonkasten . . . 28
c) Anwendung von Säcken . . . 29
3. Betonversenkung unter Wasser ohne Umschließung . . . 29
a) Betongründung mittels Säcken . . . 30
b) Versenkung halbabgebundenen Betons . . . 30
c) Betonbereitung unter Wasser . . . 30
4. Betonbett mit Holz- und Eisenschwellrost . . . 30

B. Fundamentabsenkung und Tiefgründung.

§ 9. Der Holzpfahlrost . . . 32
1. Die Rostpfähle . . . 32
a) Die Holzarten für Rostpfähle . . . 32
b) Das Zuspitzen und die Beschuhung . . . 32
c) Der Pfahlkopf . . . 33
d) Die Länge der Pfähle . . . 33
e) Das Aufpfropfen der Pfähle . . . 33
f) Die Stärke der Pfähle . . . 34

Seite
2. Das Eintreiben der Pfähle . . . 34
a) Das Einrammen der Pfähle . . . 34
α) Handrammen . . . 35
β) Zug- oder Lauframmen . . . 35
γ) Kunstrammen . . . 36
δ) Wipprammen . . . 37
ε) Dampf- und Pulverrammen . . . 37
b) Das Einspülen der Pfähle . . . 37
3. Die Tragfähigkeit eingerammter Pfähle . . . 37
4. Das Ausziehen und Abschneiden der Pfähle . . . 38
a) Das Ausziehen der Pfähle . . . 38
α) Der Wuchtebaum . . . 38
β) Winden und Schraubenvorrichtungen . . . 39
γ) Hebung durch Wasserauftrieb . . . 39
δ) Sprengmittel . . . 39
b) Das Abschneiden der Pfähle . . . 39
α) Die gerade Säge . . . 39
β) Die Pendelsäge . . . 39
γ) Die Kreissäge . . . 39
δ) Bandsägen . . . 39
5. Der tiefliegende Pfahlrost . . . 39
6. Der hochliegende Pfahlrost . . . 41
7. Der Holzpfahlrost mit Betondecke oder das Betonbett mit Grundpfählen . . . 42
§ 10. Der Beton- und Eisenbeton-Pfahlrost . . . 42
1. Die Beton-Stampfpfähle . . . 43
a) Durch Fallbohrer und Stämpfel hergestellte . . . 43
b) Durch Eintreiben und Ausziehen eiserner Röhren hergestellte . . . 43
c) In bleibender Ummantelung hergestellte . . . 44
2. Eisenbeton-Rammpfähle . . . 45
3. Das Eintreiben der Beton-Rammpfähle . . . 46
4. Die Herstellung der Beton- und Eisenbeton-Pfahlroste . . . 47
§ 11. Eiserne Pfähle und Schraubenpfähle . . . 48
§ 12. Die Brunnengründung . . . 49
1. Anwendung der Brunnengründung . . . 50
2. Herstellung der Brunnen . . . 51
3. Das Absenken und Ausfüllen der Brunnen . . . 52
§ 13. Röhren- und Kastengründung . . . 53
1. Röhrengründung . . . 53
2. Kastengründung . . . 54
§ 14. Druckluftgründung . . . 54

C. Anhang.

§ 15. Zusammengesetzte Gründungen . . . 57
§ 16. Die Sicherung der Grundbauten gegen Unterspülung . . . 58
§ 17. Die Kosten der Gründungen . . . 59

VII. Kapitel. **Brückenbau.**

Bearbeitet von Dr. Ing. TH. LANDSBERG, Geheimer Baurat, ehedem ord. Professor der Ingenieur-Wissenschaften an der Technischen Hochschule zu Darmstadt.

(Mit 382 Abbildungen.)

A. Einleitung und Allgemeines.

§ 1. Einleitung . . . 61
§ 2. Lage der Brückenachse und der Brückenbahn . . . 62
§ 3. Hauptmaße der Brücken . . . 63
§ 4. Allgemeine Regeln, betreffend die Grundriß- und Höhenlage kleiner Brücken . . . 64
§ 5. Die auf die Brücken wirkenden Kräfte . . . 65

Seite
a) Eigengewicht 65
I. Steinbrücken 65
II. Eiserne Brücken 65
III. Holzbrücken 67
b) Die Verkehrslasten 68
α) Die Verkehrslasten der Eisenbahnbrücken 68
β) Die Verkehrslasten der Straßenbrücken 69
c) Der Winddruck 70
d) Die Fliehkraft 71

B. Die Steinbrücken.

Bearbeitet von Geh. Baurat Prof. Dr. Ing. TH. LANDSBERG in Berlin und Dr. Ing. PH. VÖLKER in Mannheim.

§ 6. Einleitung und Allgemeines 71
§ 7. Die Baustoffe der steinernen Brücken 71
§ 8. Herstellung der Steinbrücken 74
I. Gewölbte Brücken 74
a) Die Hausteingewölbe 74
b) Die Bruchsteingewölbe 75
c) Gewölbe aus gemischtem Mauerwerk 75
d) Gewölbe aus Backsteinen oder Ziegelmauerwerk 76
e) Betongewölbe 76
f) Betongewölbe mit Eiseneinlagen 77
II. Platten- und Balkenbrücken 81
§ 9. Die Durchlässe 83
a) Plattendurchlässe 83
b) Gewölbte Durchlässe 85
§ 10. Kleine gewölbte Brücken 87
§ 11. Gewölbte Fluß-, Strom- und Talbrücken 90
§ 12. Balkenbrücken aus Eisenbeton 95
§ 13. Kurze Anleitung zur statischen Berechnung der gewölbten Brücken 96
1. Die Belastungen 96
2. Die statische Untersuchung der Gewölbe 97
3. Verzeichnen der Stützlinie 98
α) Stützlinie für symmetrisches und symmetrisch belastetes Gewölbe 98
β) Stützlinie für unsymmetrisches bzw. unsymmetrisch belastetes Gewölbe 99
4. Günstigste Form des Gewölbes 100
5. Kantenpressungen im Gewölbe ohne Eiseneinlagen 101
6. Statische Berechnung der Eisenbetonbrücken 102
I. Leitsätze für die statische Berechnung 103
II. Rechnungsverfahren mit Beispielen 105
7. Die Stabilität der Widerlager 113
8. Die Stabilität der Zwischenpfeiler 115
§ 14. Die konstruktive Ausbildung der einzelnen Bestandteile massiver Brücken 115
a) Die Fahrbahn, Entwässerung und Abdeckung 115
b) Zwischenpfeiler und Widerlager 118
c) Die Flügel 120
§ 15. Die schiefen Brücken 121
§ 16. Lehr- und Transportgerüste 124
1. Lehrgerüste 124
a) Die Lehrbogen oder Binder 124
b) Die Schalung 126
c) Die Querverbindungen 126
d) Die Ausrüstungsvorrichtung 126
2. Transportgerüste 130

C. Die Holzbrücken.

§ 17. Allgemeines, Anwendbarkeit, Dauer 130
§ 18. Baustoff 131

Seite

§ 19. Teile der Holzbrücken. Brückenarten 133
§ 20. Fahrbahn nnd Fußwege. Geländer 133
a) Fahrbahn der Straßenbrücken 133
b) Fußwege 135
c) Geländer 136
d) Fahrbahn bei Eisenbahnbrücken 137
§ 21. Die einfachen Balkenbrücken 138
a) Die Brückenträger 138
b) Das Endauflager der Balken 139
c) Anordnung auf den Mittelpfeilern und Mitteljochen 140
d) Berechnung der einfachen Balkenbrücken 140
§ 22. Die verstärkten Balkenbrücken 140
a) Balkenbrücken mit Sattelhölzern 140
b) Balkenbrücken mit Sattelhölzern und Kopfbändern 141
c) Verzahnte und verdübelte Träger 142
α) Verzahnte Träger 142
β) Verdübelte Träger 143
d) Stoß der Balken bei verzahnten und verdübelten Trägern 144
e) Vergleich der verzahnten nnd verdübelten Träger 145
f) Berechnnng der mit Sattelhölzern verstärkten Balken 145
g) Berechnnng der Balkenträger mit Sattelhölzern und Kopfbändern 146
h) Berechnnng der verzahnten nnd verdübelten Balken 147
α) Dübel 149
β) Verzahnung 150
§ 23. Hölzerne Fachwerksbrücken 152
a) Die hölzernen Hängewerksbrücken 152
α) Berechnung des einfachen Hängewerks 154
β) Berechnung des zweifachen Hängewerks 154
b) Eigentliche Fachwerksbrücken 155
c) Sprengwerksbrücken 158
α) Berechnung des einfachen Sprengwerks 159
β) Berechnung des doppelten Sprengwerks 160
γ) Die Konstruktion der Sprengwerke 161
§ 24. Die hölzernen Pfeiler 164
a) Pfeiler mit einer Pfahlreihe 165
α) Durchgehende Pfahljoche 165
β) Aufgesetzte Pfahljoche 166
b) Pfeiler mit mehreren Pfahlreihen 167

D. Die eisernen Brücken.

§ 25. Die Hanptteile der eisernen Überbauten 167
a) Die Hanptträger 167
b) Die Querträger 167
c) Die Längsträger zweiter Ordnnng 167
d) Quer- und Längsträger höherer Ordnung 168
e) Die Fahrbahn 168
f) Die Windverstrebnng 168
g) Die Querversteifung 168
h) Die Fußwege und Geländer 168
§ 26. Das zu den eisernen Brücken verwendete Eisen 168
a) Das Gußeisen 169
b) Das Schweißeisen 169
c) Das Flußeisen 169
d) Der Stahl 170
e) Bearbeitung des Flußeisens 171

Seite

§ 27. Die zu den Brücken verwendeten Eisensorten 171
a) Bleche 172
b) Flacheisen 172
c) Universaleisen 172
d) Winkeleisen 172
e) T-Eisen 172
f) I-Eisen 172
g) [-Eisen 173
h) Z-Eisen 173
i) Belageisen 173
k) Buckelplatten 173
l) Tonnenbleche 174
m) Wellblech 174

§ 28. Die Querschnittsanordnung der Eisenbrücken 174
a) Querschnitte der Eisenbahnbrücken 174
α) Fahrbahn ohne Bettung auf der Brücke 174
β) Fahrbahn mit Bettung auf der Brücke 176
b) Querschnitte der Straßenbrücken 176
α) Hohe Konstruktion 176
β) Tiefe Konstruktion 176
γ) Mittelhohe Konstruktion 177

§ 29. Die Grundrißanordnung der eisernen Brücken, gerade, schiefe, Kurvenbrücken 177
a) Gerade Brücken 177
b) Schiefe Brücken 177
c) Kurvenbrücken 178

§ 30. Die Fahrbahn der Eisenbahnbrücken 179
a) Fahrbahn ohne Bettung auf der Brücke 179
α) Schienen direkt auf den eisernen Trägern 179
β) Schienen auf Holzquerschwellen 180
γ) Schienen auf Eisenquerschwellen 181
δ) Berechnung der Querschwellen. Schienenstoß 181
b) Fahrbahn mit Bettung auf der Brücke 182
α) Fahrbahntafel aus Buckelplatten, ebenen Blechen und Hängeblechen 183
β) Fahrbahntafel aus Belageisen 185

§ 31. Die Fahrbahn der Straßenbrücken 187
a) Bohlenbelag 187
b) Schotter, Pflaster und Asphalt auf Beton und eiserner Fahrbahntafel 188

§ 32. Die Fußwege der Eisenbahnbrücken und der Straßenbrücken 190

§ 33. Verbindung der Längsträger II. Ordnung mit den Querträgern und der Querträger mit den Hauptträgern 190

§ 34. Allgemeines über die Hauptträger der eisernen Brücken 192

§ 35. Einiges über die Berechnung der eisernen Brückenträger 193
A. Momente und Querkräfte durch Eigengewicht 193
B. Größte Momente und Querkräfte durch Verkehrsbelastung 194
a) Für Eisenbahnen 194
b) Für Straßenbrücken 198

§ 36. Walzbalken 199

§ 37. Blechträger 200

§ 38. Die Balken-Fachwerksträger. Allgemeines 209

§ 39. Die Querschnittsbildung der Fachwerksstäbe 219
a) Größe und Form der Querschnitte 219
b) Praktische Rücksichten bei Bildung der Stabquerschnitte 220
c) Querschnitte der Gurtungsstäbe 221
d) Querschnitte der Wandglieder (Diagonalen und Pfosten) 222

Seite

§ 40. Die Herstellung der Knotenpunkte 223
a) Allgemeine Grundsätze 223
b) Anschluß der Stäbe bzw. einzelner Stabteile an die Knotenbleche 224
α) Die Anzahl der Niete 224
β) Anordnung der Niete 225
γ) Anschluß durch viele hintereinander befindliche Niete 225
δ) Befestigung mittels nur eines Nietes 225
ε) Anschluß von Flacheisendiagonalen an Knotenbleche 225
ζ) Abstände der Nietmitten voneinander 225
η) Anschluß mehrerer Wandglieder an ein Knotenblech 225

§ 41. Die Stöße der Gurtstäbe 225
a) Die Gesamtheit der Stoßbleche und Stoßwinkel 225
b) Stoß der Winkeleisen 226
c) Stoß der Stehbleche 226
d) Indirekter Stoß 226

§ 42. Beispiele für die Bildung der Knotenpunkte 227

§ 43. Die Lage der Balkenträger 230
a) Zweck und Arten der Lager 230
b) Verschiebung des Trägerendes 230
c) Reibungswiderstand am beweglichen Auflager 231
d) Die Kipplager 231
e) Die Rollen- oder Walzenlager 233
f) Die Abmessungen der Lager 235

§ 44. Die Querversteifung und der Windverband 237

Anhang: Kostenüberschläge.

1. Durchlässe und gewölbte Brücken 239
2. Hölzerne Überbauten 240
3. Eiserne Überbauten 240
4. Landpfeiler für Holz- bzw. Eisenüberbau 240

VIII. Kapitel. **Wasserversorgung und Entwässerung der Städte.**

Bearbeitet von

Dr.-Ing. EDUARD SONNE, Geheimer Baurat, Professor i. P. an der Technischen Hochschule zu Darmstadt.

und

KARL ESSELBORN, Professor an der Landes-Baugewerkschule zu Darmstadt.

(Mit 151 Abbildungen.)

A. Die atmosphärischen Niederschläge.

§ 1. Das Regenwasser. Regenhöhe 241
§ 2. Regenmesser 242
§ 3. Die Regenmengen 243
a) Jährliche Regenmengen 243
b) Monatliche Regenmengen 243
c) Tägliche Regenmengen 243
d) Stündliche Regenmengen 244
§ 4. Verdunstung und Versickerung 244
a) Verdunstung 244
b) Versickerung 245
§ 5. Anwendungen 245

B. Grundwasser und Quellen.

§ 6. Entstehung und Bewegung des Grundwassers 246
a) Entstehung und Arten des Grundwassers 246
b) Bewegung des Grundwassers 248

Seite
§ 7. Höhe des Grundwasserstands . . . 249
§ 8. Beschaffenheit des Grundwassers . . . 250
§ 9. Quellen . . . 251

C. Wasserwerke. Geschichtliches. Anordnung im allgemeinen. Voruntersuchungen.

§ 10. Geschichtliche Entwickelung . . . 252
§ 11. Wasserwerke der neueren Zeit . . . 255
§ 12. Anordnung der Wasserwerke im allgemeinen . . . 257
§ 13. Messen kleiner Wassermengen . . . 258
§ 14. Wasserverbrauch (Erforderliche Wassermenge) . . . 262
a) Tagesverbrauch . . . 262
b) Stundenverbrauch . . . 263
§ 15. Anforderungen an die Beschaffenheit des Wassers . . . 264
§ 16. Druckhöhen und Druckzonen . . . 265
a) Druckhöhen . . . 265
b) Druckzonen . . . 267

D. Gewinnung und Entnahme des Wassers.

§ 17. Gewinnung des Grund- und Quellwassers. Allgemeines . . . 268
§ 18. Brunnen . . . 270
a) Hausbrunnen . . . 270
b) Wasserwerksbrunnen . . . 271
1. Gemauerte Brunnen . . . 271
2. Eiserne Brunnen . . . 273
α) Eiserne Schachtbrunnen . . . 273
β) Rohrbrunnen . . . 273
§ 19. Sammelkanäle und Sammelrohre . . . 275
a) Sammelkanäle . . . 275
b) Sammelrohre . . . 276
§ 20. Quellfassungen und Sammelstollen . . . 277
§ 21. Wasserentnahme aus fließenden und stehenden Gewässern . . . 279
a) Entnahme aus fließenden Gewässern . . . 279
b) Wasserentnahme aus Seen . . . 280

E. Reinigen und Aufspeichern des Wassers.

§ 22. Die verschiedenen Reinigungsarten . . . 280
a) Reinigung durch Ablagerung . . . 281
b) Reinigung durch Filterung . . . 281
c) Enteisenung des Grundwassers . . . 283
§ 23. Zweck und Hauptarten der Wasserbehälter . . . 283
§ 24. Teiche und Sammelbecken . . . 284
a) Staudämme . . . 284
b) Lage der Talsperren und Sammelbecken . . . 285
c) Stauhöhen. Größe und Leistung der Sammelbecken . . . 286
d) Die Talsperren . . . 290
§ 25. Hochbehälter. Größe und Lage . . . 292
§ 26. Hochbehälter. Arten und Ausstattung . . . 293
a) Behälter aus Mauerwerk . . . 293
b) Behälter aus Stampfbeton und Eisenbeton . . . 294
c) Behälter aus Schmiedeeisen . . . 295
d) Ausstattung . . . 298
§ 27. Wasserdichtheit der Behälter . . . 300

F. Wasserleitungen.

§ 28. Hauptarten und ihre Verwendung . . . 301
§ 29. Bewegung des Wassers in Wasserleitungen. Grundformeln . . . 301

Seite

§ 30. Rohrleitungen und deren Berechnung . . . 303
a) Baustoffe und Arten . . . 303
b) Berechnung neuer eiserner Rohrleitungen . . . 304
c) Berechnung gebrauchter eiserner Rohrleitungen . . . 305
d) Berechnung der Rohrweiten aus Wassermenge, Reibungshöhe und Länge der Leitung . . . 306

§ 31. Querschnitte und hydraulische Tiefen der Gerinne und Gräben . . . 307

§ 32. Berechnung der Gerinne, Kanäle und Gräben . . . 308

§ 33. Düker und Heber . . . 310
a) Düker . . . 310
b) Heber . . . 312

G. Zuleitung und Verteilung des Wassers.

§ 34. Zuleitung des Wassers von hochliegenden Orten . . . 313

§ 35. Zuleitung des Wassers aus tiefliegenden Orten . . . 316
a) Lage des Pumpwerks. Das Saugerohr nebst Zubehör . . . 316
b) Die Steigeleitung . . . 317
c) Regelung der Druckhöhe . . . 319

§ 36. Verteilung des Wassers . . . 319
a) Anordnung des Rohrnetzes . . . 319
b) Berechnung des Leitungsnetzes und Verlegen der Rohrleitungen . . . 321

H. Entwässerung der Städte.

§ 37. Menge des abzuführenden Wassers . . . 322
a) Menge des abzuführenden Brauchwassers . . . 323
b) Menge des abzuführenden Regenwassers . . . 323

§ 38. Das Kanalnetz . . . 326
a) Allgemeine Anordnung . . . 326
b) Arten der Kanäle . . . 327
c) Entlastungsanlagen . . . 327
d) Spülleitungen . . . 328

§ 39. Die Kanäle . . . 328
a) Tiefenlage der Kanäle . . . 328
b) Abflußgeschwindigkeit und Gefälle . . . 328
c) Zweckmäßige Abflußquerschnitte . . . 328
d) Berechnung der Kanäle . . . 328
e) Stammkanäle und offene Leitungen . . . 332
f) Baustoffe . . . 333
α) Kanäle aus Ziegeln . . . 334
β) Kanäle aus Zementbeton . . . 334
γ) Kanäle aus Eisenbeton . . . 334
δ) Tonrohrkanäle . . . 335
ε) Gußeiserne Rohre . . . 335
g) Wandstärke der Kanäle . . . 335
h) Ausführung der Kanäle . . . 336
α) Absteifung der Baugrube . . . 336
β) Beseitigung des Grundwassers . . . 337
γ) Herstellung der Kanalwandungen in der Baugrube . . . 338
δ) Herstellung der Kanäle aus Rohren . . . 339
i) Kanalverbindungen . . . 341

§ 40. Einsteigschächte . . . 342

§ 41. Straßeneinläufe, sowie Einlaufstellen für Hof- und Dachwasser . . . 345
a) Straßeneinläufe . . . 345
b) Einlaufstellen für Hofwasser . . . 346
c) Einlaufstellen für Dachwasser . . . 346

Seite
§ 42. Reinigung der Kanäle und des Kanalwassers . . . 347
a) Reinigen der Kanäle . . . 347
b) Reinigen des Kanalwassers . . . 348
α) Reinigung mittels Berieselung . . . 349
β) Reinigung mittels Filterung . . . 349
γ) Das biologische Reinigungs- oder Oxydationsverfahren . . . 350
δ) Die mechanische Klärung . . . 350
ε) Die chemisch-mechanische Klärung . . . 351
ζ) Ausgeführte Kläranlagen . . . 351
§ 43. Schlußbemerkung . . . 352

IX. Kapitel. Wasserbau.

Bearbeitet von

Dr.-Ing. Eduard Sonne, Geheimer Baurat, Professor i. P. an der Technischen Hochschule zu Darmstadt.

und

Karl Esselborn, Professor an der Landes-Baugewerkschule zu Darmstadt.

A. Stehende und fließende Gewässer.

§ 1. Einleitung . . . 355
§ 2. Verschiedene Arten stehender Gewässer . . . 356
a) Sümpfe . . . 356
b) Moore . . . 356
c) Binnen- oder Landseen . . . 356
d) Teiche . . . 356
e) Sammelbecken . . . 356
§ 3. Verschiedene Arten fließender Gewässer . . . 357
a) Rinnen . . . 357
b) Bäche . . . 357
c) Flüsse . . . 357
d) Ströme . . . 357
e) Gräben . . . 357
f) Kanäle . . . 357
§ 4. Die Speisung der natürlichen Wasserläufe . . . 358
§ 5. Wechsel des Wasserstands und der Wassermenge . . . 358
a) Wechsel des Wasserstands . . . 358
b) Wechsel der Wassermenge . . . 359
§ 6. Gefälle und Geschwindigkeit . . . 360
a) Das Gefälle . . . 360
b) Die Geschwindigkeit . . . 360
§ 7. Die Schleppkraft des fließenden Wassers . . . 360
§ 8. Bildung und Umgestaltung der Wasserlaufbetten . . . 362
§ 9. Die Sinkstoffe . . . 364
§ 10. Eisstand und Eisgang . . . 365
§ 11. Lage- und Höhenplan. Querprofil . . . 366
a) Der Lageplan . . . 366
b) Der Höhenplan . . . 366
c) Das Querprofil . . . 366
§ 12. Wasserstandsbeobachtungen . . . 367
a) Der einfache Pegel . . . 368
b) Selbsttätige Pegel mit Schwimmer . . . 368
§ 13. Geschwindigkeitsmessungen . . . 369
a) Schwimmer . . . 369
b) Hydrometrische Rohren . . . 370
c) Hydrometrische Flügel . . . 371
§ 14. Geschwindigkeitsformeln . . . 373
§ 15. Ermittelung der Wassermengen . . . 375

B. Stauwerke.

Seite

§ 16. Die verschiedenen Arten der Stauwerke . . . 376
§ 17. Wirkung der Wehre . . . 377
§ 18. Stauhöhe und Abfluß . . . 378
a) Ausflußöffnungen (Mündungen) . . . 378
b) Überfallwehre . . . 378
c) Grundwehre . . . 378
d) Schützenwehre und Grundablässe . . . 379
§ 19. Stauspiegel und Staukurven . . . 380
§ 20. Feste Wehre . . . 383
a) Hölzerne Wehre . . . 383
b) Halbmassive Wehre . . . 385
c) Massive Wehre . . . 385
§ 21. Bewegliche Wehre . . . 386
a) Schützenwehre . . . 386
α) Konstruktion der Schütze . . . 390
β) Die Aufziehvorrichtungen . . . 391
b) Dammbalkenwehre . . . 392
c) Nadelwehre . . . 392
d) Klappenwehre . . . 397
α) Durch Wasserdruck zu öffnende Klappenwehre . . . 397
β) Durch Wasserdruck zu öffnende und zu schließende Klappenwehre . . . 398
γ) Trommelwehre . . . 399
e) Walzenwehre . . . 400
§ 22. Fischpässe in Wehren . . . 400

C. Wasserstraßen, Binnenschiffahrt, Flußhäfen.

§ 23. Natürliche Wasserstraßen . . . 401
§ 24. Künstliche Wasserstraßen . . . 401
§ 25. Flößerei . . . 402
§ 26. Binnenschiffahrt . . . 403
a) Fluß- und Kanalschiffe . . . 403
b) Die verschiedenen Arten der Schiffsbeförderung . . . 404
α) Das Treiben der Schiffe mit dem Strom . . . 404
β) Das Ziehen der Schiffe vom Land aus . . . 404
γ) Das Segeln . . . 405
δ) Die Dampfschiffahrt . . . 405
ε) Das elektrische Treideln . . . 405
c) Die Kammerschleusen . . . 406
d) Die Abmessungen der künstlichen Wasserstraßen und ihrer Bauwerke . . . 407
§ 27. Der Schiffswiderstand . . . 408
§ 28. Anforderungen des Verkehrs an Wasserstraßen und Schiffahrt . . . 410
§ 29. Flußhäfen . . . 411
a) Kleinere Häfen . . . 412
b) Große Handelshäfen . . . 413
c) Kanalhäfen . . . 415
d) Befestigung und Ausstattung der Ufer . . . 415
e) Anlandevorrichtungen . . . 416
f) Befestigung der Schiffe . . . 416

D. Kanäle für die Binnenschiffahrt. Kanalisierung der Flüsse.

§ 30. Die verschiedenen Arten der Binnenkanäle . . . 418
§ 31. Hauptabmessungen des Wasserquerschnitts, Krümmungshalbmesser, Höhen- und Gefälleverhältnisse . . . 419
a) Die Hauptabmessungen des Wasserquerschnitts . . . 419
b) Die Krümmungshalbmesser . . . 420
c) Höhen- und Gefälleverhältnisse . . . 420

Seite

§ 32. Die Linienführung von Kanälen 421
§ 33. Leinpfade 423
§ 34. Dichtung des Kanalbetts 423
a) Die Betondichtung 424
b) Die Mörtelpflasterung 424
c) Dichtung mit Tonschlag 424
d) Dichtung mit getrübtem Wasser 424
e) Dichtung mit Sand 424
§ 35. Die Befestigung der Kanalufer 424
§ 36. Brücken und Schleusen 426
a) Brücken 426
b) Schleusen 426
§ 37. Wasserverbrauch und Wasserverluste 426
a) Der Wasserverbrauch 426
b) Die Wasserverluste 427
α) Die Verdunstung 427
β) Die Versickerung 427
γ) Die Wasserverluste an Schleusen 427
§ 38. Die Entnahme des Wassers 428
a) aus natürlichen Wasserläufen 428
b) aus Seen 428
c) aus künstlichen Speisebecken und Sammelbecken 428
§ 39. Speisegräben und Speiseschleusen 428
a) Speisegräben 428
b) Speiseschleusen 428
§ 40. Entlastungsanlagen und Sicherheitstore 429
a) Entlastungsanlagen 429
b) Sicherheitstore 429
§ 41. Kanalisierung der Flüsse 429
a) Zweck der Kanalisierung 429
b) Vorteile und Nachteile der Kanalisierung 430
c) Der Stauspiegel 430
d) Die Lage der Staustufen 431
e) Die Wehranlage 432
f) Die Schleusenanlage 433
§ 42. Seitenkanäle 434

E. Der Flußbau.

§ 43. Die Aufgaben des Flußbaues 435
§ 44. Die Regelung des Mittellaufes der Flußläufe 438
§ 45. Querbauten 440
§ 46. Längsbauten 442
§ 47. Sperrdämme und Durchstiche 444
a) Sperrdämme 444
b) Durchstiche 444
§ 48. Baustoffe 446
a) Natürliche Bausteine 446
b) Ton, Sand und Kies 446
c) Bauholz 446
d) Faschinen 446
§ 49. Baubestandteile 446
a) Steinwerke 446
α) Pflasterungen 447
β) Steinwürfe 447
γ) Steinschlauen 448
δ) Mauern 448

Seite
b) Faschinenwerke . . . 448
α) Bänder . . . 448
1. Würste . . . 448
2. Flechtzäune . . . 448
β) Sinkkörper . . . 448
1. Senkfaschinen . . . 448
2. Sinkwalzen . . . 449
3. Sinkbäume . . . 450
γ) Decklagen . . . 450
1. Weidenstecklinge . . . 450
2. Rasenziegel . . . 450
3. Wippenstränge . . . 451
4. Flechtwerkstränge . . . 451
5. Rauhwehr . . . 451
6. Schuppen . . . 451
δ) Packfaschinen . . . 451
ε) Sinklagen . . . 452
1. Gewöhnliche Sinklagen . . . 452
2. Packwerksinkstücke . . . 453
3. Schwebekörper . . . 453
c) Holzwerke . . . 455
α) Bohlwerke . . . 455
β) Balkenwände . . . 456
§ 50. Ausführung der Flußbauten . . . 456
a) Ausführung der Leitwerke und Uferdeckungen . . . 456
α) Leitwerke aus Faschinen . . . 456
β) Leitwerke aus Bruchsteinen . . . 457
γ) Leitwerke in gemischter Bauweise . . . 458
δ) Leitdämme aus einem zusammenhängenden Sinkkörper . . . 458
b) Ausführung der Querbauten . . . 459
α) Anschlußwerke . . . 459
β) Einbauten oder Buhnen . . . 459
γ) Tauchbuhnen und versenkte Buhnen . . . 460
δ) Grundschwellen . . . 460
ε) Unterstützungswerke . . . 460
c) Ausführung der Durchstiche . . . 460
d) Ausführung der Zuschlußbauten oder Sperrdämme . . . 461
§ 51. Verbauung der Wildbäche . . . 462
a) Steinerne Sperren . . . 463
b) Hölzerne Sperren . . . 464
c) Sperren in gemischter Bauweise . . . 465
d) Rinnsale . . . 465
§ 52. Bändigung der Gebirgsflüsse . . . 465
§ 53. Korrektion und Regulierung schiffbarer Flüsse . . . 466
a) Tiefe und Breite des Fahrwassers . . . 466
b) Normalprofile für das Niederwasser . . . 467
c) Baubestandteile und Regulierungsarten . . . 467
d) Verbesserung der Stromschnellen . . . 468
e) Hilfsarbeiten . . . 469

F. Flußdeiche und Flußdeichschleusen.

§ 54. Zweck und Einteilung der Flußdeiche . . . 469
a) Zweck der Flußdeiche . . . 469
b) Einteilung der Flußdeiche . . . 469
§ 55. Lage und Querprofil der Flußdeiche . . . 471
a) Lage der Flußdeiche . . . 471
b) Das Querprofil der Flußdeiche . . . 472

Seite
α) Das Querprofil der Winterdeiche . . . 472
β) Das Querprofil der Sommerdeiche . . . 473
§ 56. Deichrampen und Durchfahrten . . . 473
a) Deichrampen . . . 473
b) Durchfahrten . . . 474
§ 57 Deichschleusen . . . 474
a) Zweck der Deichschleusen . . . 474
b) Lage, Weite und Höhenlage . . . 475
c) Die Konstruktion der Siele . . . 475
α) Verschlußvorrichtungen . . . 476
β) Pumpsiele . . . 477
γ) Hölzerne Siele . . . 478
δ) Gemauerte bedeckte Siele . . . 479
ε) Offene Deichschleusen . . . 480
§ 58. Herstellung der Flußdeiche . . . 481
a) Vorbereitung der Deichbasis . . . 481
b) Die Deicherde . . . 481
c) Die Schüttung der Deicherde . . . 482
§ 59. Sicherung der Deichfläche und Unterhaltung der Flußdeiche . . . 482
a) Die Sicherung der Deichfläche . . . 482
b) Die Unterhaltung der Flußdeiche . . . 483
§ 60. Die Deichverteidigung . . . 483

G. Fluß- und Kanalschleusen.

§ 61 Die Schiffsschleusen im allgemeinen . . . 485
a) Die verschiedenen Teile einer Schleuse . . . 485
b) Die verschiedenen Arten von Schiffsschleusen . . . 486
α) Die einfache Kammerschleuse . . . 486
β) Doppelschleusen . . . 486
γ) Kammerschleusen für zwei Schiffe und Kesselschleusen . . . 486
δ) Koppel- oder Kuppelschleusen . . . 486
ε) Die Schutz-, Sperr- oder Dockschleusen . . . 487
ζ) Die Zugschleusen . . . 487
c) Kanal- und Flußschleusen . . . 487
d) Die Abmessungen der Schiffsschleusen . . . 488
§ 62. Der Schleusenkörper . . . 488
a) Füllen und Leeren der Kammer . . . 489
b) Die Schleusenböden . . . 490
α) Steinerne Böden . . . 490
β) Hölzerne Böden . . . 491
c) Die Schleusenwände . . . 493
α) Steinerne Wände . . . 493
β) Hölzerne Wände . . . 494
d) Einfahrten, Flügel, Dammfalze und Treppen . . . 494
α) Die Einfahrt . . . 494
β) Die Flügel . . . 495
γ) Die Dammfalze . . . 495
δ) Treppen . . . 495
§ 63. Die Tore . . . 495
a) Die verschiedenen Arten der Tore . . . 495
α) Die hölzernen Stemmtore . . . 496
β) Die eisernen Stemmtore . . . 499
γ) Die einflügeligen Drehtore . . . 500
δ) Die Klapptore . . . 500
ε) Die Schiebetore . . . 500
ζ) Die Hubtore . . . 500
b) Zapfen, Pfannen und Halsbänder hölzerner Tore . . . 500

Seite

c) Bewegungsvorrichtungen der Tore 501
d) Die Verschlußvorrichtungen für Torschütze und Umläufe 501
α) Zugschütze 501
β) Drehschütze 502
γ) Ventile 502
§ 64. Einrichtungen zur Wasserersparnis 502
§ 65. Vorrichtungen zur Überwindung großer Gefälle 503
a) Schachtschleusen 503
b) Geneigte Ebenen und Rollbrücken 503
c) Schiffseisenbahnen 503
d) Senkrechte Schiffshebewerke 504

Sachregister 505

VI. Kapitel.

Grundbau.

Bearbeitet von

L. von Willmann,

ord. Professor der Bau- und Ingenieur-Wissenschaften an der Technischen Hochschule zu Darmstadt.

(Mit 142 Abbildungen.)

A. Vorbedingungen und Einteilung des Grundbaues.

§ 1. Allgemeines. Tragfähigkeit des Baugrundes. Der »Grundbau« oder das »Fundament« eines Bauwerks bezweckt das Gewicht des letzteren möglichst gleichmäßig auf den Erdboden zu übertragen und ihm eine sichere Unterlage zu schaffen. Je fester und unnachgiebiger ein Grundbau angeordnet ist, je weniger er von dem Wasser und der Luft angegriffen und zerstört werden kann, um so standfester und dauerhafter ist das auf ihm ruhende Gebäude, während andererseits schon geringe ungleichmäßige Bewegungen im Grundbau, bei sonst noch so sorgfältiger Ausführung des Baues selbst, Risse und Sprünge im Mauerwerk des Gebäudes zur Folge haben können und bei größerer Ausdehnung sogar seinen Einsturz herbeizuführen imstande sind.

Auf die Herstellung des Grundbaues oder Fundamentes eines Bauwerks ist daher die größte Sorgfalt zu verwenden, und da die Zuverlässigkeit und Unbewegbarkeit eines solchen im wesentlichen wieder von seiner Unterlage, d. h. von der Beschaffenheit des Baugrundes und von den vorhandenen Wasserverhältnissen abhängt, so wird bei der Wahl und der Art der Ausführungsweise eines Grundbaues, außer auf die Art des zu errichtenden Bauwerks, insbesondere auf die Bodenbeschaffenheit Rücksicht zu nehmen sein.

Wenn nicht sonst zuverlässige Kenntnisse über diese vorliegen, sind daher in erster Linie nach Anleitung des § 2 im Kap. I des I. Bandes dieses Lehrbuchs Bodenuntersuchungen anzustellen, die sich auf die Aufeinanderfolge, Ausdehnung und Lagerung der Bodenschichten, auf ihre Mächtigkeit und Neigung, auf die Beschaffenheit ihres Bodenmaterials (s. daselbst § 3, S. 7), auf dessen Verhalten unter dem Einfluß von Wasser und Luft, auf die Grundwasserverhältnisse und auf das etwaige Vorkommen von Quellen beziehen müssen. Aus den so gewonnenen Ergebnissen lassen sich dann Schlüsse auf die Tragfähigkeit und die zulässige Belastung des Bodens ziehen.

1. Tragfähigkeit und zulässige Belastung. Unter der Tragfähigkeit eines Baugrundes versteht man die auf die Flächeneinheit bezogene äußerste Grenzbelastung, so

daß, wenn mit F die Grundfläche des Fundamentes in qcm und mit k die Tragfähigkeit in kg für das qcm bezeichnet wird, die volle Tragkraft K des Baugrundes in kg sich ausdrücken läßt durch:

$$K = F \cdot k \tag{1}$$

Die volle Tragkraft K, bei welcher diese Last den Boden so zusammenpreßt, daß sie bei nur geringer Zunahme gerade einzusinken beginnen würde, darf aber beim Baugrunde nie ausgenutzt werden, sondern man wird nur einen Bruchteil derselben als zulässig annehmen können, so daß statt der vollen Tragfähigkeit k nur ein Bruchteil derselben:

$$\sigma = n \cdot k. \tag{2}$$

als **zulässige Belastung** für die Flächeneinheit des Baugrundes berücksichtigt wird. Die zulässige Belastung ist also ein dem Sicherheitsgrade $\frac{1}{n}$ der Bauausführung entsprechender Bruchteil n der Tragfähigkeit des Baugrundes. Soll eine Gebäudelast L vom Boden mit dem Sicherheitsgrade $\frac{1}{n}$ getragen werden, so muß also:

$$L = n \cdot K = F \cdot n \cdot k = F \cdot \sigma$$

gesetzt werden, woraus:

$$F = \frac{L}{\sigma} \text{ qcm} \tag{3}$$

als erforderliche Sohlfläche des Fundamentes sich ergibt.

Die Zahl n ist also stets kleiner als 1; in der Regel wird $n = \frac{1}{8}$ bis $\frac{1}{10}$ gesetzt, so daß die zulässige Belastung einer 8- bis 10fachen Sicherheit entspricht. Nur bei unnachgiebigem Felsen könnte $n = 1$ gesetzt, also die volle Tragfähigkeit ausgenutzt werden; jedoch wird auch bei festem Felsuntergrund nie eine größere Inanspruchnahme, als die für den Baustoff des Fundamentmauerwerks zulässige in Frage kommen können, so daß diese für Backstein- und gutes Bruchsteinmauerwerk zu etwa 8 kg für das qcm, für Beton zu etwa 5 kg für das qcm anzunehmende Beanspruchung die oberste Grenze der zulässigen Belastung σ des Baugrundes bildet.

Jeder Bodenart, vorausgesetzt, daß sie sich in einer Schicht von genügender Mächtigkeit vorfindet und eine sichere Unterlage ohne Gleitschichten (s. Kap. I, § 17 unter 2, S. 69 im I. Bande dieses Lehrbuchs) oder Hohlräume besitzt, entspricht eine gewisse Tragfähigkeit, die durch Belastungsversuche (s. unten unter 2) an ihrer Oberfläche ermittelt werden kann.

Bei nachgiebigen Bodenarten und bei entsprechender Mächtigkeit der Schichten nimmt diese Tragfähigkeit zu, je tiefer die Gründung erfolgt, da infolge der Zusammenpressung der unteren Lagen und der Belastung der zur Seite gedrängten Teile durch die darüber lagernden Erdmassen eine mit der Gründungstiefe wachsende Vergrößerung der Tragkraft entsteht.

Bei einzelnen Gründungsarten kommt dazu noch die Einwirkung der Reibung an den Seitenwandungen des Fundamentkörpers, die dem letzteren einen gewissen Halt gibt, dadurch die Fundamentsohle bis zu einem gewissen Grad entlastet, also in gewissem Sinn ebenfalls eine Vergrößerung der Tragfähigkeit des Bodens herbeiführt.

Dieser Einfluß der Gründungstiefe und der Reibung kommt jedoch bei den Gründungen in offenen Baugruben oder allgemein bei den Flachgründungen nicht in Frage, sondern kann nur bei Tiefgründungen (Pfahlrost-, Brunnen-, Röhren-, Kasten- und Druckluftgründungen s. § 9 bis 13) in Kies- und Sandboden Berücksichtigung finden, während in Tonboden vor einer Berücksichtigung gewarnt werden muß[1]).

[1]) S. »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, 4. Aufl. 1906, I. Teil, Bd. III, Kap. I, L. v. Willmann, Grundbau, S. 13 ff.

2. **Belastungsversuche** ergeben unmittelbar die Tragfähigkeit des Bodens an der Oberfläche, bzw. auf der Sohle der Baugrube und sollten für größere Bauausführungen, trotz erfolgter sonstiger Bodenuntersuchungen, bei zusammendrückbarem Boden stets vorgenommen werden, da aus der Kenntnis der Bodenbeschaffenheit allein für verschiedene Orte und Umstände nicht unmittelbar untrügliche Schlüsse auf die Tragfähigkeit gezogen werden können.

Für derartige Belastungsversuche wird eine widerstandsfähige Platte von bestimmter Größe langsam und stetig, unter Vermeidung von Erschütterungen und Stößen so lange immer mehr belastet, bis eine geringe Einsenkung zu beobachten ist. Da die Fläche F der Platte und die aufgebrachte, hier der Tragkraft K des Bodens gleichkommende Last L bekannt sind, kann man nunmehr aus der Formel 1 (S. 2):

$$k = \frac{K}{F} = \frac{L}{F}$$

finden. Sei z. B. $F = 1$ qm $= 10000$ qcm, die bis zur beginnenden Einsenkung aufgebrachte Last $L = K = 240000$ kg, so ist:

$$k = \frac{240000}{10000} = 24 \text{ kg für das qcm.}$$

Nimmt man, wie S. 2 besprochen, $n = \frac{1}{8}$, so ergibt sich als zulässige Belastung:

$$\sigma = n \cdot k = \frac{24}{8} = 3 \text{ kg für das qcm.}$$

Der Belastungsversuch kann nun noch weiter fortgesetzt werden, indem man die aufgebrachte Last längere Zeit, z. B. drei bis vier Tage, einwirken läßt und beobachtet, ob das Einsinken fortschreitet, oder nicht. In letzterem Fall kann man ferner untersuchen, ob ein weiteres Einsinken erfolgt, wenn die Belastung stetig vergrößert wird. Ergibt sich hierbei, daß kein weiteres Einsinken stattfindet, oder daß dieses nach längerer Dauer der vermehrten Belastung nur sehr gering ist, so kann unter Umständen, wenn keine Veränderungen durch Wasser oder sonstige Einflüsse zu befürchten sind, die ermittelte Tragfähigkeit k selbst als zulässige Belastung angenommen werden, da für die Standsicherheit des Bauwerks die Größe der Einsenkung an sich innerhalb gewisser Grenzen gleichgültig ist, wenn sie gleichmäßig erfolgt und innerhalb der Zeit der Fertigstellung des Bauwerks vollständig aufhört.

Hat sich z. B. ergeben, daß die 1 qm große Platte bei einem Belastungsversuch mit 70000 kg sich zwar um 25 mm abgesenkt hatte, daß aber bei andauernder Belastung sowohl, als auch bei Vermehrung derselben keine weitere Senkung wahrgenommen werden konnte, so beträgt die Tragfähigkeit:

$$k = \frac{70000}{10000} = 7 \text{ kg für das qcm}$$

und würde in diesem Fall gleichzeitig der zulässigen Beanspruchung entsprechen können.

Dabei ist allerdings die Größe und Gestalt der Sohlfläche des Grundbaues nicht ohne Einfluß, weil bei gleicher Einheitsbelastung die Senkung mit der Größe und der gedrängteren Form der Grundfläche zunimmt[2]).

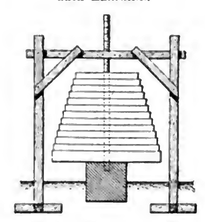
Auch ist für die gleichmäßige Druckverteilung die Richtung des Drucks zur Sohlfläche von Wichtigkeit, da nur bei senkrechter zentraler Druckrichtung eine gleichmäßige Druckverteilung über die Sohlfläche stattfindet (vgl. § 11 des Kap. V im I. Bande dieses Lehrbuchs). Man wird daher der größeren Sicherheit wegen auch in dem zuletzt

[2]) S. »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, 4. Aufl., I. Teil, Bd. III, Kap. I, S. 16, und ENGESSER, Zentralbl. d. Bauverw. 1893, S. 308.

besprochenen Fall mit der Größe der zulässigen Beanspruchung σ unter der gefundenen Tragfähigkeit k bleiben.

Abb. 1[3]) zeigt eine von LEHMANN vorgeschlagene Belastungsvorrichtung, bei welcher ein Mauerklotz von etwa 1 qm Grundfläche etwa 50 cm tief in die Sohle der Baugrube eingegraben und dann einige Tage lang durch aufgebrachte Eisenbahnschienen usw. in geeigneter Weise belastet wird. Eine in dem Mauerklotz eingemauerte Latte, die am oberen Ende mit einer Teilung versehen ist, gestattet die Ablesung einer etwaigen Einsenkung, indem ihre Stellung mit dem fest bleibenden Querholz des über dem Mauerklotz errichteten Joches verglichen wird[4]).

Abb. 1. Belastungsvorrichtung nach LEHMANN.



3. **Die erfahrungsmäßig zulässige Belastung** bezieht sich auf bestimmte Bodenarten, ist im allgemeinen mit Vorsicht aufzunehmen und selbst bei ähnlicher Bodenbildung nicht unmittelbar auf verschiedene Orte übertragbar. Es ist dabei zu unterscheiden:

a) Guter zuverlässiger Baugrund. Als solcher kann angesehen werden: anstehender harter Fels ohne Klüftung bei annähernd wagerechter Schichtung und einer Mächtigkeit von 2,5 bis 3,5 m, ferner trockener Ton- und Lehmboden, sowie festgelagerter Kies und Sand bei einer Mächtigkeit von 3 bis 4 m, sofern keine seitlichen Bewegungen und keinerlei Wasserangriffe zu befürchten sind. Als zulässige Belastungen können hier gelten: für Fels 6 bis 18 kg für das qcm, wobei jedoch die zulässige Beanspruchung des Fundamentkörpers selbst nicht überschritten werden darf (s. S. 2), und vor Ausführung der Gründung verwitterte Schichten, sowie loses Gestein sorgfältig zu entfernen sind; für trockenen Ton- und Lehmboden 2,5 bis 5 kg für das qcm; für festgelagerten Kies und Sand 2,5 bis 6 kg für das qcm.

b) Mittelmäßiger Baugrund. Als solcher gilt: nasser Ton und Lehm, sowie mit Lehm und Ton gemischter Sandboden und weiche Sandstein-, Kreide- und Alluvialbildungen. Als zulässige Belastung können angenommen werden: für nassen Ton und Lehmboden 1,5 bis 2 kg für das qcm, jedoch sind in der Regel besondere Maßnahmen, namentlich Entwässerungen anzuordnen; für weichen Sandstein, Mergel und Kreidebildungen 1,2 bis 1,8 kg für das qcm; für Alluvialboden 0,8 bis 1,5 kg für das qcm.

c) Schlechter, unzuverlässiger Baugrund. Hierher gehören: Torf, Moor, Schlamm, Triebsand, Mutterboden (Humus) und ihre abwechselnde Zwischenlagerung zwischen Schichten besserer Bodenarten von geringer Mächtigkeit, sowie aufgeschüttete Erde und Bauschutt. Hier kann von einer zulässigen Belastung nicht die Rede sein, da diese Bodenarten entweder verdichtet oder verbessert (s. § 2), oder bis zu einer tragfähigen Schicht entfernt, oder endlich vom Fundamentkörper bis zum tragfähigen Boden durchteuft werden müssen (Brunnen-, Kasten- und Druckluftgründung s. §§ 12 bis 14).

§ 2. Künstliche Verdichtung und Verbesserung des Baugrundes[5]).

Wenn es sich um unbedeutendere Bauten handelt, oder wenn der tragfähige Boden so tief

[3]) Die Abb. 1 u. 4 bis 30 sind dem »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, 4. Aufl., Bd. I, Kap. VI: »Der Grundbau«, bearbeitet von Prof. L. v. WILLMANN, entnommen.

[4]) S. L. v. WILLMANN, Grundbau, »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, 4. Aufl., I. Teil, Bd. III, Kap. I, S. 17, wo auch zwei dem Ing. RUD. MAYER in Wien patentierte Vorrichtungen zur Ermittelung der Belastung besprochen werden.

[5]) Daselbst S. 20 ff.

liegt, daß die Hinabführung der Fundamente ungerechtfertigt hohe Kosten verursachen würde, kann nachgiebiger, zusammendrückbarer Boden vor der Gründungsausführung verdichtet und dadurch gewissermaßen verbessert werden. Dabei ist zu unterscheiden, ob die Fundamentsohle über oder unter dem Grundwasser liegt.

1. **Liegt die Fundamentsohle über dem Grundwasser**, so kann eine Verdichtung des Baugrundes stattfinden:

a) durch Belastung, indem man alte Eisenbahnschienen, Steine usw. auf einen über die ganze Fundamentsohle sich erstreckenden Bohlenboden bringt, was gewissermaßen einer Probebelastung im großen entspricht und ziemlich teuer, zeitraubend und in den meisten Fällen nicht einmal sehr erfolgreich ist;

b) durch Abrammen oder Abwalzen, wobei durch Handrammen oder mittels schwerer Walzen eine gewisse Zusammenpressung der Oberfläche der Baugrubensohle hervorgebracht wird. Ein ähnliches Verfahren wurde bei den Gründungsarbeiten für die Pariser Ausstellungsgebäude angewandt, indem man mit Hilfe einer Winde und einer Auslösungsvorrichtung, wie sie bei Rammen gebraucht werden, kegelförmige Körper aus Eisen aus einer entsprechenden Höhe herabfallen ließ, wodurch der Boden nicht nur zusammengepreßt wurde, sondern auch Vertiefungen entstanden, die mit Beton oder einer ähnlichen, erhärtenden Masse ausgefüllt werden konnten. Die Erweiterung dieses Verfahrens zur Herstellung tief hinabreichender Betonpfähle wird in § 10 unter 1 näher besprochen;

c) durch Einstampfen von hochkantig gestellten Steinen, Steinschlag oder Steinbrocken. Die Steine werden in mehreren Schichten von etwa 30 cm Stärke übereinander eingestampft, bis der Boden, ohne sich erhöht zu haben, angemessen fest geworden ist. Dieses Verfahren ist namentlich in Marschgegenden, u. a. in der Umgegend von Bremen, gebräuchlich;

d) durch Sand- oder Betonzylinder, die in der Weise hergestellt werden, daß man Pfähle in den Boden einrammt, sie wieder herauszieht und die dadurch gebildeten Löcher mit gutem Sand oder Beton ausstampft. Durch das Einrammen der Pfähle wird der Boden an sich verdichtet, durch die Ausfüllung der Löcher mit widerstandsfähigem Material in dieser Verdichtung erhalten, und wenn die Sand- oder Betonzylinder bis auf den festen, tragfähigen Boden hinabreichen, so bilden sie tragende Pfeiler, deren Herstellung in neuerer Zeit nach verschiedenen Richtungen Fortschritte gemacht hat, die in § 10 unter 1 besprochen werden.

e) durch Begießen oder Einschwemmen, was allerdings mit Vorsicht anzuwenden ist, da nur bei lockeren Kies- oder Sandschichten hierdurch eine Näherung der einzelnen Teilchen und dadurch eine Verdichtung, d. h. ein Verschwinden der Hohlräume bewirkt wird;

f) durch Zementeinpressung, namentlich in lockere Kies- und Sandschichten. In Amerika hat man Triebsand dadurch befestigt, daß man zunächst durch Röhren Wasser einpreßte, dadurch Hohlräume erzeugte und diese durch eingepreßten Zementbrei ausfüllte. Dies Verfahren hat sich aber bei festgelagertem feinen, namentlich wasserdurchzogenen Boden u. a. in Treptow bei Berlin nicht bewährt, da sich einzelne, nicht zusammenhängende Knollen oder Nester von betonartiger Zusammensetzung bildeten, die keine gleichmäßige Übertragung der Belastung sicherten;

g) durch Abheben des schlechten Bodens und Einfüllen von Sand oder Kies, was namentlich bei geringer Mächtigkeit der nicht tragfähigen Bodenschicht anzuraten ist.

2. **Liegt die Fundamentsohle unter dem Grundwasser oder Niederwasserspiegel**, so kann eine Verbesserung des Baugrundes erreicht werden:

a) durch Entwässerung, Drainierung oder Absenken des Grundwasserspiegels. Namentlich nasser Ton- oder Lehmboden kann dadurch tragfähig gemacht werden, daß eine dauernde Trockenlegung erfolgt, während durch Abpumpen und

dadurch erzieltes Absenken des Grundwasserspiegels auch Sandschichten ein festeres Gefüge erhalten. Auch bei bereits ausgeführten Bauten kann unter Umständen eine nachträgliche Entwässerungsanlage die Standsicherheit erhöhen[6];

b) durch Einrammen hölzerner Pfähle, was im vorliegenden Fall statthaft ist. da Holz sich gut erhält, solange es stets unter Wasser bleibt, ohne abwechselnd der Luft ausgesetzt zu werden. In Venedig sind zu diesem Zweck kurze sog. Füllpfähle von 1 bis 2 m Länge verwendet worden, besser ist es jedoch, einen wirklichen Pfahlrost zu verwenden (s. § 9);

c) durch Einblasen von Zementpulver, das in lockerem kiesigen oder sandigen Boden, unter Einwirkung des Wassers, den Kies oder Sand in einen festen betonartigen Steinkörper verwandelt;

d) durch Einpressen flüssigen Zementbreies in Kies oder Sandschichten nach dem Verfahren von KINIPPLE[7] (s. § 8 unter 3, c).

3. **Bei Triebsand und anderen leicht beweglichen wasserdurchtränkten Erdschichten** von größerer Mächtigkeit, die dauernd nicht zu verdichten sind und einen tragfähigen Boden überlagern, kann für Gründungszwecke auch das Gefrierverfahren von PÖTSCH zur Anwendung kommen, welches darin besteht, die breiigen Erdmassen durch Zufuhr künstlich erzeugter Kälte für die Zeitdauer der Gründungsausführung zum Gefrieren zu bringen, also vorübergehend zu verdichten, so daß sie mittels der Brunnen-, Kasten- oder Röhrengründung (s. §§ 12 und 13) wie natürliches Gestein durchfahren werden können.

Zu diesem Zweck werden rings um den später vom Fundamentkörper einzunehmenden Raum doppelwandige Röhren eingebohrt, in denen eine flüssige Kältemischung in Umlauf erhalten wird. Mit diesem Verfahren sind im Bergbau bei Abteufung tiefer Schächte bedeutende Erfolge erzielt worden, und kann dasselbe auch für Gründungszwecke in Frage kommen, wenn es sich um Gründungstiefen handelt, die mit der Druckluftgründung (s. § 14) nicht erreicht werden können oder um die Abdichtung einer sehr umfangreichen Baugrube, die durch Spundwände nicht genügend dicht abgeschlossen werden kann[8]. In allen anderen Fällen wird man jedoch der Druckluftgründung für die Durchteufung wasserhaltiger Schichten den Vorzug geben[9].

§ 3. Allgemeine Bedingungen. Einteilung und Arten der Gründungen.

Die im § 2 besprochenen Baugrundverbesserungen enthalten bereits einige leitende Gesichtspunkte des Grundbaues; zum Teil sind es selbständige Gründungsarten (1 a, 1 b, 1 g, 2 b, 3), die später näher besprochen werden. Auch wurde bereits dort Rücksicht auf das Vorkommen von Wasser genommen, und vor allem wurde durch sämtliche Baugrundverbesserungen angestrebt, der Fundamentsohle eine gleichmäßig ebene, möglichst unnachgiebige, nicht zu tief liegende Fläche als Unterlage zu verschaffen, welche der durch das Bauwerk in Aussicht genommenen Belastung widerstehen kann.

Hierfür muß die Sohlfläche möglichst senkrecht zur zukünftigen Druckrichtung stehen, und die Größe der Fundamentsohle muß nach Formel 3, S. 72 der zulässigen Belastung entsprechend bestimmt werden. Eine Abweichung von der zur Druckrichtung senkrechten Lage darf selbst da, wo ein Gleiten ganz ausgeschlossen ist, nicht mehr als 15 Grad betragen. Sind Gleitflächen in höherer oder tieferer Lage vorhanden, so ist

[6] Vgl. L. v. WILLMANN, Grundbau, »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, 4. Aufl., I. Teil, Bd. III, Kap. I, S. 24.

[7] S. daselbst S. 25, und Deutsche Bauztg. 1894, S. 107 u. 349.

[8] Vgl. die Gründungsarbeiten für den Maschinenkeller des Warenhauses Hertzog in Berlin. Deutsche Bauztg. 1908, S. 36 u. 50.

[9] S. L. v. WILLMANN, Grundbau, S. 25, und Zeitschr. d. Ver. deutsch. Ing. 1889, S. 1125.

das Fundament bis in diese hinabzuführen, oder sie sind nach den im Kap. I des I. Bandes dieses Lehrbuchs (§ 6, S. 65) angegebenen Verfahren zu entwässern und unschädlich zu machen.

Eine vollständige Unnachgiebigkeit des Baugrundes ist nur in seltenen Fällen (fester Fels, fester Sand und Kies) zu erwarten und zu erzielen. Wo daher eine Preßbarkeit, ein Setzen des Bodens unter der durch einen Bau hervorgebrachten Belastung nicht ausgeschlossen erscheint, muß darauf geachtet werden, daß die Massen des Bauwerks, auch schon während der Bauausführung, gleichmäßig über die ganze Grundfläche verteilt werden, so daß ein stetiges und gleichmäßiges Setzen stattfindet, das dem Bauwerk nicht schaden und von vornherein durch Ausgleichung in seiner Höhenabmessung berücksichtigt werden kann.

Belasten Teile eines und desselben Bauwerks die Grundfläche in verschiedener Weise, sind Erschütterungen oder Stoßeinwirkungen bei einzelnen Teilen zu erwarten, oder wechselt bei gleichartiger Belastung die Bodenart des Baugrundes, so müssen den vorliegenden Verhältnissen entsprechend verschiedene Gründungsarten zur Ausführung kommen. Ein ungleichmäßiges Setzen ist in solchen Fällen stets möglich und kann dadurch Berücksichtigung finden, daß die verschiedenen Bedingungen entsprechenden Gebäudefundamente und Gebäudeteile nicht im Verbande miteinander, sondern gesondert für sich aufgebaut werden. In gleicher Weise ist zu verfahren, wenn gewisse Teile eines Gebäudes, z. B. Pfeiler zur Aufstellung empfindlicher Instrumente, unabhängig von den zufälligen Erschütterungen eines sie umgebenden Gebäudes bleiben sollen.

Als Baustoffe sind im Grundbau nur solche zu verwenden, die eine den örtlichen Verhältnissen entsprechende genügende Widerstandsfähigkeit und Unvergänglichkeit voraussetzen lassen, so daß die Verwendung von Holz als bleibendem Bestandteil eines Fundamentes (beim Schwell- und Pfahlrost, als Senkkastenboden usw. s. §§ 6, 7 u. 9) nur gestattet erscheint, wenn es den wechselnden Einflüssen von Luft und Wasser entzogen wird, also stets unter Wasser bleibt (s. § 2). Aber auch dieses gilt nur vom Süßwasser, da das Holz im Meerwasser von dem Bohrwurm und anderen Feinden angegriffen und häufig in ganz kurzer Zeit zerstört wird [10]).

Was die Tiefe betrifft, bis zu welcher mit der Fundamentsohle hinabgegangen werden soll, so richtet sich diese in erster Linie (s. §§ 1 u. 2) nach der Bodenbeschaffenheit; aber auch bei gutem Baugrunde, mit Ausnahme von frostbeständigem Felsen, wird man mit der Fundamentsohle bis zur »Frostgrenze«, d. h. bis zu derjenigen Tiefe hinabgehen, bis zu welcher die Winterkälte noch einwirken kann, weil durch den Frost bei allen Bodenarten die Tragfähigkeit dadurch beeinträchtigt wird, daß das im Boden vorhandene oder eindringende Wasser beim Gefrieren sich ausdehnt, beim Auftauen einen geringeren Raum einnimmt, dadurch Hohlräume erzeugt und den Boden auflockert, also das Fundament seiner festen Unterlage beraubt. Bei geringem Gewicht des Bauwerks, z. B. bei Sockelmauern für Gartenzäune, findet durch den Frost sogar bei zu geringer Fundamenttiefe ein Anheben, bei darauf folgendem Auftauen ein Einsacken statt.

In gemäßigtem Klima genügt zur Erreichung der Frosttiefe ein Hinabgehen auf 1 bis 1,25 m, während in kalten Zonen die Frosteinwirkung auf 2 bis 3 m, oft noch auf größere Tiefen zu merken ist. Unnötig tief wird man aus Sparsamkeitsrücksichten mit dem Fundament nicht hinabgehen, weil mit zunehmender Tiefe die Kosten sich wesentlich erhöhen. Somit erscheint die Frostgrenze des betreffenden Ortes als die höchste Lage der Fundamentsohle, während größere Tiefen, wenn nicht sonst den Bau selbst betreffende Rücksichten vorliegen, im wesentlichen durch die Bodenbeschaffenheit bedingt sind.

[10]) Darüber, sowie über Schutzversuche dagegen s. L. v. Willmann, Grundbau, »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, 4. Aufl., I. Teil, Bd. III, Kap. I, S. 32.

Damit ergibt sich eine Einteilung der Gründungen in »Flachgründungen« und »Tiefgründungen«. Bei den ersteren wird in allen Fällen von der geschaffenen festen Unterlage aus das Fundamentmauerwerk nach Herstellung einer sog. »Grundbank« in gewöhnlicher Weise wie das aufgehende Mauerwerk »aufgemauert« oder »aufgebaut«. Bei den Tiefgründungen jedoch wird das Fundament selbst oder es werden Teile desselben »hinabgetrieben«, »gebohrt« oder ganz allgemein »abgesenkt«. Dieser Einteilung in:

𝔄) Fundamentaufbau und Flachgründung,
𝔅) Fundamentabsenkung und Tiefgründung

entsprechend, werden in den §§ 5—14 die einzelnen Gründungsarten besprochen.

Was die Anwendung der verschiedenen Gründungsarten betrifft, so sind außer der Bodenbeschaffenheit, d. h. außer dem Vorhandensein oder Fehlen eines guten Baugrundes, die Wasserverhältnisse maßgebend, so daß man im wesentlichen vier Fälle unterscheiden kann:

- IA. Fester Baugrund ist zu erreichen; Wasser ist nicht vorhanden.
- IB. Fester Baugrund ist zu erreichen; der Wasserstand ist höher als die Fundamentsohle.
- IIA. Fester Baugrund ist nicht zu erreichen; Wasser ist nicht vorhanden.
- IIB. Fester Baugrund ist nicht zu erreichen; der Wasserstand ist höher als die Fundamentsohle.

Mit Bezug auf diese Hauptgruppen, die sich je nach der größeren oder geringeren Tiefenlage des festen Baugrundes und je nach der Art des Vorkommens von Wasser in weitere Unterabteilungen unterscheiden lassen, sind in nebenstehender Tabelle I die in jedem einzelnen Fall in Frage kommenden Gründungsarten zusammengestellt, deren Beschreibung in den §§ 5—14 erfolgt.

Unter dieser in manchen Fällen großen Anzahl der »möglichen« Gründungsarten hängt die Wahl im wesentlichen von der Art des zu errichtenden Bauwerks, von sonstigen örtlichen Verhältnissen, von der zur Verfügung stehenden Bauzeit, von den etwa schon vorhandenen Baustoffen und Hilfsmitteln und schließlich von den für den einzelnen Fall vorauszusehenden Kosten ab, da man bestrebt sein wird, unter sonst gleichen oder annähernd gleichen Verhältnissen und Vorzügen diejenige Gründungsart zu wählen, welche voraussichtlich die geringsten Kosten verursacht.

§ 4. Die Baugrube, ihre Herstellung, Umschließung und Trockenlegung. Wie bereits im § 3, S. 7 erörtert wurde, kann nur bei festem, unverwitterbarem Felsen unmittelbar nach Einebnung der Oberfläche mit dem Aufmauern des Fundamentes begonnen werden; in allen anderen Fällen muß mit der Fundamenttiefe mindestens bis zur Frostgrenze hinabgegangen, also der Boden ausgehoben und eine sog. »Baugrube« hergestellt werden, deren Ausdehnung sich aus dem Umfange des Fundamentmauerwerks und aus der gewählten Gründungsart ergibt, daneben jedoch, auch bezüglich der erforderlich werdenden Tiefe, von den Boden-, Wasser- und sonstigen örtlichen Verhältnissen abhängt.

Bei manchen Gründungsverfahren, z. B. bei der Gründung auf Beton (s. § 8), bei der Brunnengründung (s. § 12) und bei Druckluftgründungen (s. § 14) begnügt man sich damit, die Baugrube gerade so groß zu machen, daß das Grundmauerwerk Platz findet; in anderen Fällen, z. B. bei der Pfahlrostgründung (s. § 9), namentlich wenn die Baugrube nach vorläufiger Umschließung trocken gelegt werden muß, wird sie in der Regel in größerem Umfang ausgehoben, um innerhalb der Umschließung Arbeitsmaschinen, wie Rammen und Pumpen, aufstellen und Baumaterialien herbeischaffen zu können.

Tabelle I. Übersicht der den Wasser- und Bodenverhältnissen entsprechenden möglichen Gründungsarten[11].

<table>
<tr><th rowspan="2"></th><th rowspan="2">A. Wasser nicht vorhanden.</th><th colspan="3">B. Wasser vorhanden.</th></tr>
<tr><th>α) als Grundwasser.</th><th>β) als offenes, stilles oder bewegtes Wasser, aber ausschöpfbar.</th><th>γ) als offenes, stilles oder bewegtes Wasser, aber nicht ausschöpfbar.</th></tr>
<tr><td></td><td>Holz nicht verwendbar.</td><td colspan="2">Holz unter Wasser zulässig; genaue Zimmerarbeit möglich.</td><td>Holz unter Wasser zulässig, aber weniger genaue Zimmerarbeit möglich.</td></tr>
<tr><td rowspan="3">I. Fester Baugrund erreichbar.
a) In geringer Tiefe.</td><td rowspan="3">Ausheben bis zur Frosttiefe u. unmittelbare Ausführung des Grundmauerwerks.</td><td>1. Ausgraben, Umschließen u. Ausschöpfen der Baugrube, dann:</td><td>1. Umschließung und Trockenlegung der Baustelle, Abgraben der lockeren Bodenschichten, dann:</td><td rowspan="3">1. Ausbaggerung und Steinschüttung oder
2. Betonschüttung nach § 8 unter 2.
3. Betonbereitung unt. Wasser n. Kinipple (s. § 8 unter 3).
4. Betongründung mittels Säcken.
5. Senkkasten.
6. Mantelgründung.
7. Steinkisten.
8. Druckluftgründung.</td></tr>
<tr><td colspan="2">unmittelbare Ausführung des Grundmauerwerks.
2. Wie unter 1. u. Betonierung, wenn Quellen vorhanden sind.</td></tr>
<tr><td>3. Wie unter 1. u. Ausführung einz. Pfeiler mit Erdbögen.
4. Absenken d. Wasserspiegels und Betonierung oder Ausmauerung.</td><td>Unter Umständen:
3. Steinkisten.
4. Senkkasten.
5. Mantelgründung.</td></tr>
<tr><td rowspan="2">I. Fester Baugrund erreichbar.
b) In größerer Tiefe.</td><td rowspan="2">1. Ausgraben bis zum festen Boden, dann unmittelbare Ausführung des Mauerwerks.
2. Wie unter 1. und Herstellung einzeln. Pfeiler m. Erdbögen.
3. Senkbrunnen und Senkröhren.
4. Beton- und Eisenbetonpfähle.
5. Eiserne Pfähle.
6. Sandpfähle.</td><td>1. Ausgraben bis unter den Grundwasserspiegel und tiefer Pfahlrost.
2. Desgl. und Beton zur Dichtung d. Quellen.
3. Beton- und Eisenbetonpfähle.</td><td>1. Ausgraben, Umschließen u. Trockenlegen der Baugrube, dann tiefer oder hoher Pfahlrost.
2. Eiserne Schraubenpfähle.</td><td rowspan="2">1. Druckluftgründung.
2. Senkbrunnen und Senkröhren.
3. Hoher Pfahlrost.
4. Tiefer Pfahlrost mit Senkkasten.
5. Schraubenpfähle.
6. Eisenbetonpfähle.
7. Pfahlrost mit Beton und Eiseneinlage.
8. Zusammengesetzte Gründung nach § 15.
Unter Umständen:
9. Gefrierverfahren.</td></tr>
<tr><td colspan="2">4. Senkbrunnen, Senkröhren oder Kastengründung.
Unter Umständen:
5. Druckluftgründung.
6. Gefriergründung.</td></tr>
<tr><td>II. Fester Baugrund nicht erreichbar.
Starke Senkung d. Bauwerks ist vorauszusehen u. v. vornherein zu berücksichtigen.</td><td>1. Fundamentverbreiterung durch:
a) Abtreppung,
b) umgekehrte Gewölbe,
c) Sandschüttung,
d) breite Betonschicht ohne oder besser mit Eiseneinlagen,
e) Beton- und Eisenbetonpfähle.
2. Verdichtung des Bodens nach § 2 mit Ausnahme des Einrammens v. Holz-Pfählen.</td><td>1. Ausgraben bis unter d. niedrigsten Grundwasserspiegel, Ausschöpfen u. Schwellrost.
2. Desgl. und Sandschüttung.
3. Desgl. und Betongründung.
4. Desgl. und tiefer Pfahlrost.
5. Desgl. und umgekehrte Gewölbe.
6. Desgl. u. Beton- oder Eisenbetonpfähle.
7. Desgl. u. Verdichtung d. Bodens nach § 2.</td><td>1. Umschließung und Trockenlegung der Baugrube, Ausgraben auf angemessene Tiefe u. Schwellrost.
2. Desgl. und Betongründung.
3. Desgl. und Sandschüttung.
4. Pfahlrost od. Pfähle z. Dichten d. Bodens und Betonschicht.
5. Beton- und Eisenbetonpfähle.
6. Hoher Pfahlrost.
7. Eiserne Schraubenpfähle.</td><td>1. Belastung d. Bodens um den Grundbau herum und Anordnung breiter Fundamentflächen.
2. Senkkasten mit Boden v. großer Grundfläche.
Unter Umständen:
3. Pfahlrost mit Beton und Eiseneinlagen.
4. Druckluftgründung.
5. Senkbrunnen und Senkröhren.
6. Hoher Pfahlrost.
7. Eisenbetonpfähle.
8. Eiserne Schraubenpfähle.</td></tr>
</table>

[11] Dem »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, 4. Aufl. 1906, I. Teil, Bd. III, Kap. I, L. v. Willmann, Grundbau, S. 166. entnommen; vgl. auch Franzius, der Grundbau. Deutsches Bauhandb., III. Teil. Berlin 1879. S. 26; Schmitt, Fundamente. Handbuch der Architektur, III. Teil, I. Bd., 3. Aufl. Stuttgart 1901, S. 317; Brennecke, Der Grundbau. Handbuch der Baukunde, Abt. III, Heft 1, Berlin 1887, S. 100.

1. Aushub und Herstellung der Baugrube. Bei geringer Tiefe erfolgt in wasserfreiem Gelände und bei künstlich durch Absenken des Grundwassers (s. weiter unten unter 3, b) trocken gelegten Baugruben das Ausgraben in der im Kap. I des I Bandes in den §§ 2 bis 4 besprochenen Weise mit lotrechten oder nur wenig geneigten Seitenwandungen, deren

Abb. 2. Abspreizung der Grubenwandungen. M. 1 : 40.

Abb. 4. Schachtauszimmerung.

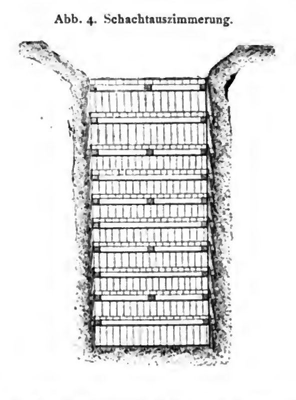


Abb. 3. Absprießung einer Seitenwand. M. 1 : 40.

Böschung sich im übrigen bei größerer Tiefe nach der Beschaffenheit des Erdreichs zu richten hat (s. Kap. I, im I. Bande, § 3, S. 11). Bei größeren Tiefen und bei wenig haltbarem Boden müssen lotrechte Grubenwände abgespreizt oder abgesprießt werden, was je nach den örtlichen Verhältnissen in der in den Abb. 2 und 3 dargestellten Weise durch eine Bretter- oder Bohlenverschalung erfolgen kann, gegen welche mittels lotrechter Leisten die Sprießen festgekeilt werden.

Statt der wagerechten Lage kann für die Bohlen auch die lotrechte gewählt werden, was vorzugsweise bei sehr beweglichem Boden (Triebsand u. dgl.) geschieht und nicht selten zur Anwendung gespundeter Bohlen (Spundwände), also zu einer regelrechten Umschließung der Baugrube (s. unten) führt, die auch gegen Wasserzudrang schützt. Bei sehr großen Tiefen der Baugrube kann unter Umständen auch eine regelrechte Schachtauszimmerung (s. Abb. 4) erforderlich werden.

Ist Grundwasser vorhanden, so kann das Ausgraben bis auf 0,35 m Tiefe unter Wasser noch in gewöhnlicher Weise mit der Schaufel erfolgen. Bei größeren Wassertiefen werden Bagger erforderlich, die entweder Handbagger, oder Wasserdruck-, Luftdruck-, Dampf- oder Maschinenbagger sein können[12]).

a) Handbagger. Von diesen sind als die gebräuchlichsten zu nennen:

α) Der *Sand-* oder *Sackbohrer.* Er besteht aus einem mit einer zugespitzten Eisenstange verbundenen zugeschärften Rahmen (s. Abb. 5), der einen Sack trägt, welcher sich bei Drehung des Bohrers mit Boden füllt und mit der Stange vom Arbeiter hinaufgezogen und entleert wird.

[12]) Ausführlicher als in nachstehendem sind die gebräuchlichen Bagger beschrieben: »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, 4. Aufl. 1906, I. Teil, Bd. III, Kap. I, L. v. Willmann, Grundbau, S. 100, und 2. Aufl., Bd. IV, Kap. II, S. 123.

β) Die *indische Schaufel* (s. Abb. 6 u. 7), namentlich für Brunnenabsenkungen benutzt, besteht aus einer um ein Gelenk drehbaren Schaufel, welche in lotrechter Stellung (s. Abb. 7), durch einen Haken festgestellt, an einer Stange herabgelassen und in den Boden gedrückt wird, um dann nach Lösung des Hakens durch Anziehen mittels einer Kette oder eines Seils um das Gelenk in die wagerechte Lage gedreht und mit dem auf ihr lagernden Boden mit der Stange hoch gezogen zu werden.

Abb. 5. Sand- oder Sackbohrer.

Abb. 6 u. 7. Indische Schaufel. Abb. 6. Abb. 7.

b) Unter den mit Maschinenkraft betriebenen Baggern sind am gebräuchlichsten:

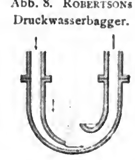
α) Die *Zangen- oder Klauenbagger*, die, ähnlich wie die indische Schaufel wirkend, den Boden mit viertelzylindrischen Kübeln fassen, und deren Öffnungs-, Schließungs- und Aufzugsvorrichtungen in verschiedener Weise von Priestmann, Wild und Price ausgebildet wurden[13]).

β) Die *Eimer- und Schaufel-Kettenbagger*, die bei großen Wassertiefen erforderlich werden, und bei denen, ähnlich wie bei den Trockenbaggern (s. Kap. I des I. Bandes, § 4, S. 16), eine Kette ohne Ende über Trommeln geführt ist, welche, durch ein Rahmstück (Leiter) gefaßt, in entsprechender Stellung gehalten werden können, so daß die an den Kettengliedern befestigten Eimer oder Schaufeln den Boden schöpfen und heraufholen.

c) Die durch Wasser- oder Luftdruck betriebenen Pumpenbagger oder Sand- und Schlammpumpen haben sich namentlich bei den Brunnengründungen (s. § 12) bewährt. Zu nennen sind:

α) Der *Lesliesche Heber*, der aus einer bis über die Wasseroberfläche reichenden Heberröhre besteht, an welcher ein den Boden lösender, sich hin und her drehender Bohrer angebracht ist. Durch stete Zuführung von Wasser wird im Innern des zu senkenden Brunnens oder Zylinders (s. § 12) ein höherer Wasserstand als außen erhalten, so daß im Heberrohr, nach Füllung desselben mit Wasser, eine Strömung von unten nach oben entsteht, die den gelösten Boden mitreißt und zutage befördert.

Abb. 8. Robertsons Druckwasserbagger.



β) Der *Robertsonsche Druckwasserbagger* (siehe Abb. 8) benutzt einen unter starkem Druck austretenden Wasserstrahl, nach Art der Injektoren, zum Heben des vom Wasser mit fortgerissenen Bodens.

γ) Beim *Reeveschen Preßluft-Exkavator* wird der mit Wasser vermischte aufgerührte Boden durch Röhren aufgesogen, indem diese in Behälter geführt werden, in denen ein luftverdünnter Raum hergestellt wird.

---

[13]) S. L. v. Willmann, Grundbau, »Handb. d. Ing.-Wissensch.«. 4. Aufl., I. Teil, Bd. III, Kap. I, S. 105.

δ) Beim *Preßluftbagger* von JAUDIN wird (s. Abb. 9), durch das Rohr B Luft eingepreßt und, infolge besonderer Ausbildung des Verbindungsteiles beider Röhren, der mit Wasser vermengte Boden durch das Rohr A ausgeblasen.

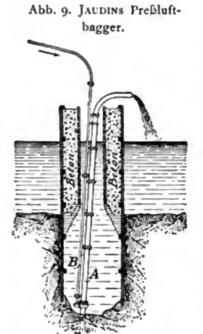


Abb. 9. JAUDINS Preßluftbagger.

2. Umschließung der Baugrube. Wo seitlicher Wasserzutritt vorhanden ist und die Baugrube trocken gelegt und trocken erhalten werden soll, muß sie in geeigneter Weise umschlossen werden. Dies kann durch Erddämme, einfache und Kasten-Fangdämme, durch Pfahl- und Spundwände und durch bewegliche Fangdämme geschehen.

a) Erddämme sind nur dann wirksam, wenn sie als Erdkörper aus gewachsenem Boden stehen bleiben können. Als aufgeschüttete Dämme bieten sie nur geringen Schutz und können nur da, wo kein Angriff durch bewegtes Wasser zu erwarten ist, und nur bei geringer Höhe Verwendung finden.

b) Einfache Fangdämme, die als Erddämme mit einseitiger Begrenzung durch Holzwände hergestellt werden, erhalten durch letztere, gegen welche die Erde festgestampft werden kann, eine größere Festigkeit als die Erddämme und können bis zu Höhen von etwa 1,5 m verwendet werden (s. Abb. 10). Die Holzwand wird dabei aus Spundbohlen (s. Abb. 11) oder als Stülpwand (s. Abb. 12) oder als einfache Bretterwand (s. Abb. 13) gebildet und lehnt sich gegen einen von leichten Pfählen getragenen Holm H (siehe Abb. 10).

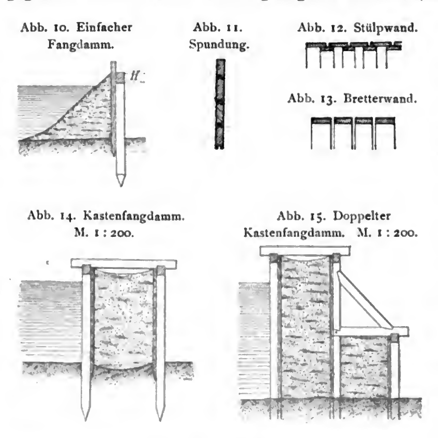


Abb. 10. Einfacher Fangdamm.

Abb. 11. Spundung.

Abb. 12. Stülpwand.

Abb. 13. Bretterwand.

Abb. 14. Kastenfangdamm. M. 1 : 200.

Abb. 15. Doppelter Kastenfangdamm. M. 1 : 200.

c) Kastenfangdämme werden am meisten und namentlich in fließendem Wasser zu Umschließungen verwendet. Ihre Höhe muß den höchsten Wasserstand um 0,3 bis 0,5 m überragen. Ihre einfachste Herstellung erfolgt in der Weise, daß man in Abständen von 1,2 bis 1,5 m in zwei Reihen Pfähle einschlägt, die durch Holme verbunden werden, und diese durch aufgekämmte Zangen in gleichem Abstand erhält (s. Abb. 14 u. 15).

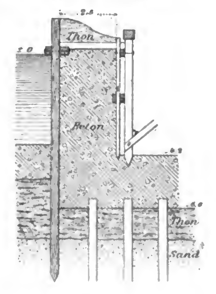
Die Entfernung der Querzangen, die durch Auflegen von Brettern auch zu Laufstegen benutzt werden können, beträgt 1,5 bis 2 m. Gegen die Innenseite der Pfähle werden dichte Bretter- oder Bohlenwände gesetzt, worauf die lockeren Erdschichten ausgebaggert werden und der Raum zwischen den Holzwänden mit geeignetem Füllmaterial, am bestem mit dichtem, bindenden Boden bis auf die undurchlässige Schicht ausgefüllt wird.

Bei größeren Tiefen (über 3 bis 3,5 m) und bei endgültigen Umschließungen ordnet man als innere Fangdammwand, die den ganzen Erddruck des Füllmaterials auszuhalten hat, statt der einfachen Bohlen oder Stützwände auch Spundwände (s. unten unter d) an, die nach Fertigstellung des Baues in entsprechender Höhe abgeschnitten werden.

Die Breite oder Stärke der Fangdämme richtet sich nach ihrer Höhe, nach der Güte des Füllmaterials und nach der Festigkeit und Versteifung ihrer Seitenwandungen. Bei Höhen bis zu 3 m kann die volle Höhe als Breite angenommen werden; bei größeren Höhen $\frac{1}{3}$ der Höhe, vermehrt um 2 m. Hohe Fangdämme werden mitunter der Breite nach in verschieden hohe Teile geteilt (s. Abb. 15), wodurch eine Ersparnis erzielt wird, da die am unteren Teil notwendige Stärke oben nicht erforderlich ist.

Sollen Fangdämme beseitigt werden, so hat man darauf zu achten, daß durch die Entfernung der in den Boden hineinreichenden Hölzer, besonders beim Ausziehen der Pfähle, keine Lockerung des Bodens eintritt. Aus diesem Grunde ist die obenerwähnte Herstellung der inneren Fangdammwand als endgültig den Bau umschließende Spundwand von Vorteil. In manchen Fällen kann aber auch die äußere Fangdammwand als eine solche Spundwand hergestellt werden, namentlich wenn der ganze Boden der Baugrube mit einer Betonschicht abgedeckt wird (s. Abb. 16), wobei der Fangdamm innerhalb der umschließenden Spund- oder Pfahlwand hergestellt wird, indem man die innere Bohlenwand nur auf geringe Tiefe in das noch nicht ganz erhärtete Betonbett eintreibt und den Zwischenraum zwischen beiden Wänden mit Beton ausfüllt. Nach Fertigstellung des Grundbaues kann dann leicht die innere Wand und der ausfüllende Beton entfernt und die äußere Spundwand in entsprechender Höhe abgesägt werden.

Abb. 16. Betonfangdamm mit bleibender Spundwand.



d) Pfahl- und Spundwände, alleinstehend hergestellt, nehmen wenig Raum ein, sind in der Herstellung billig, können leicht ohne Auflockerung des Bodens durch Absägen beseitigt werden und dienen dann dem vollendeten Bau zum Schutz gegen Unterspülung. Sie sind aber gegen Wasserdruck während der Bauausführung entsprechend abzusteifen, und wenn es auf Undurchlässigkeit ankommt, sorgfältig zu dichten.

α) Die *Pfahlwände* bestehen aus vierkantigen, möglichst dicht nebeneinander eingerammten Pfählen, die durch doppelte Zangen an ihren Enden gefaßt werden. Da sie untereinander nicht im Verband stehen, umschließen sie die Baugrube nicht wasserdicht und werden meist in fließendem Wasser nur zur Abhaltung der Strömung, also bei Gründungsausführungen angewendet, bei denen eine vollständige Dichtung und Trockenhaltung der Baugrube nicht notwendig erscheint, wie dies z. B. bei Herstellung einer Betonschicht unter Wasser (s. § 8 unter 2) der Fall ist.

β) *Spundwände* werden aus Spundbohlen oder Spundpfählen hergestellt, wobei man Bohlenspundwände, Halbholz- und Ganzholzspundwände unterscheidet. Das Wesen der Spundung besteht in dem Eingreifen einer an der Längsseite der einen Bohle vorstehenden Feder in eine Nut der benachbarten Bohle, wodurch ein gegenseitiger Halt und eine entsprechende Dichtung erzielt wird. Die Stärke der Spundbohlen bzw. der Spundpfähle hängt von ihrer freistehenden Länge, von der Festigkeit des Bodens, sowie vom Wasserangriff ab und schwankt zwischen 8 bis 30 cm. Bei 2 m Länge nimmt man gewöhnlich die Stärke zu 10 cm an und vergrößert sie für das Meter Mehrlänge um 1 bis 2 cm. Die Breite wechselt zwischen 25 und 35 cm. Die

Länge der Bohlen ist jedenfalls so groß anzunehmen, daß sie über das zu erwartende Hochwasser hinausragen, genügend fest im Boden stecken und am besten bis in die undurchlässige Schicht eingreifen.

Die gebräuchlichste Art der Spundung bei Bohlen von 12 cm Stärke ist die quadratische (s. Abb. 17 bis 19) oder die trapezförmige (s. Abb. 20 und 21); bei schwächeren Hölzern wird die keilförmige (Gratspundung) nach Abb. 22 oder die

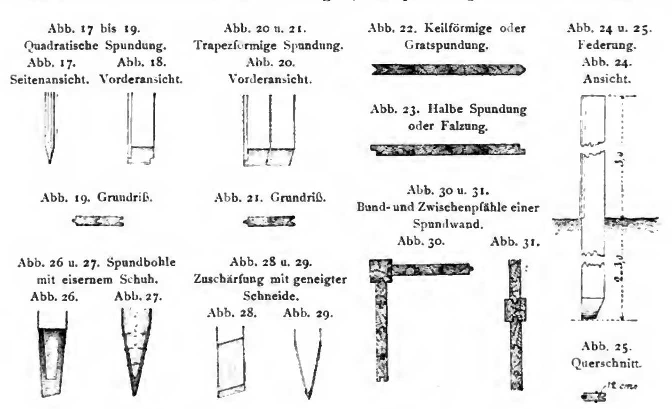


Abb. 17 bis 19. Quadratische Spundung.

Abb. 19. Grundriß.

Abb. 20 u. 21. Trapezförmige Spundung.

Abb. 21. Grundriß.

Abb. 22. Keilförmige oder Gratspundung.

Abb. 23. Halbe Spundung oder Falzung.

Abb. 30 u. 31. Bund- und Zwischenpfähle einer Spundwand.

Abb. 24 u. 25. Federung.

Abb. 25. Querschnitt.

Abb. 26 u. 27. Spundbohle mit eisernem Schuh.

Abb. 28 u. 29. Zuschärfung mit geneigter Schneide.

halbe Spundung (Falzung) nach Abb. 23 gewählt. Die Federung nach Abb. 24 u. 25, bei welcher beide Seiten der nebeneinander stehenden Spundbohlen Nuten erhalten, in die eine »Feder« aus bestem Kernholz von oben eingeschoben wird, kommt der schwierigeren Ausführung wegen seltener zur Verwendung, obgleich eine Holzersparnis damit verbunden ist.

Am unteren Ende werden die Spundbohlen, um das Einrammen zu erleichtern, zu einer Schneide zugeschärft (s. Abb. 17, 18, 20, 24, 26 bis 29), die bei sehr festem und namentlich bei steinigem Boden außerdem mit einem eisernen Schuh versehen wird (s. Abb. 26 u. 27). Um die einzurammende Spundbohle beim Einrammen gegen die Nachbarbohle zu treiben und dadurch eine bessere Dichtung zu erhalten, wird das untere Ende entweder wie in Abb. 20 u. 24 einseitig abgeschrägt, oder es wird die untere Schneide etwas geneigt (s. Abb. 26 u. 28).

Das Einrammen selbst erfolgt zwischen Zangen oder Zwingen, wobei der Kopf der Spundbohlen und Pfähle ähnlich wie diejenigen der Spitzpfähle (s. § 9) durch eiserne Ringe geschützt wird. An den Punkten, wo die Wandrichtung sich ändert, werden Bund- oder Eckpfähle geschlagen (s. Abb. 30), zwischen denen bei längeren geraden Strecken noch in Abständen von etwa 2 bis 3 m stärkere Zwischenpfähle (s. Abb. 31) anzuordnen sind. Die Bund- und Zwischenpfähle werden zuerst eingerammt und zur Befestigung der Zwingen benutzt, die übrigens auch an den Spundbohlen selbst nach Abb. 32 befestigt werden können. Die Dichtung der Fugen kann durch Sägespäne oder durch Verwendung von geteertem Segeltuch erfolgen[14]).

[14]) S. L. v. Willmann, Grundbau, »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, 4. Aufl. 1906, I. Teil, Bd. III, Kap. I, S. 154; dem auch die Abb. 32 bis 34, 36, 37 u. 39 bis 47 entnommen sind.

Statt des Holzes ist für Spundwände auch vielfach das Eisen verwendet worden; in früherer Zeit das Gußeisen, dann Wellblech, Profileisen und in neuerer Zeit auch der Eisenbeton (s. § 10). Die Abb. 33 und 34 zeigen, wie mit einfachen I-Eisen eine eiserne Spundwand hergestellt werden kann [15].

Abb. 32. Spundwand.

Abb. 33 u. 34. Eiserne Spundwand.
Abb. 33. Ansicht.

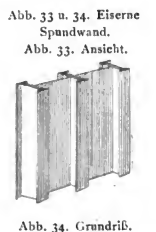


Abb. 34. Grundriß.

e) Bewegliche Fangdämme sind mit gutem Erfolg bei Felsboden in großen Wassertiefen und bei starkem Stromangriff zur Anwendung gekommen. Sie bestehen aus versetzbaren Abteilungen, die fertig zusammengezimmert oder, wenn sie aus Eisen bestehen, fertig zusammengenietet an den Ort der Verwendung geflößt und dann versenkt werden. Die Bauausführung gleicht derjenigen mit Schwimm- oder Senkkasten (s. § 7), sowie der Röhren- und Kastengründung (s. § 13), weshalb auf diese verwiesen werden kann. Die beweglichen Fangdämme gestatten vielfach eine wiederholte Verwendung, wodurch eine Verminderung der Baukosten zu erzielen ist.

3. Trockenlegung und Trockenerhaltung der Baugrube. Wenn Grundwasser oder fließendes Wasser vorhanden ist und die Wahl der Gründungsart ein unmittelbares Aufmauern des Fundamentes auf der Baugrubensohle bedingt, so muß diese vor Beginn des Grundmauerwerks trocken gelegt werden. Dies kann durch Verdrängen des Wassers mittels Druckluft, durch zeitweilige oder dauernde Absenkung des Wasserspiegels mittels Entwässerungsanlagen oder durch andauerndes Auspumpen erfolgen.

a) Die Verdrängung des Wassers mittels Druckluft geschieht bei der Druckluftgründung (s. § 14), indem in einem unten offenen, oben geschlossenen Kasten von der Form und Größe der Baugrubensohle, der sog. »Arbeitskammer«, die Luft durch Luftpumpen so verdichtet wird, daß sie das unten in den Kasten einzudringen bestrebte Wasser verdrängt, und daß daher im Schutze dieses Kastens sowohl die Baugrube unter Wasser auf die erforderliche Tiefe ausgehoben, als auch bei erreichter genügender Tiefe das Grundmauerwerk ausgeführt werden kann. Ist die Ausdehnung des Grundmauerwerks für einen Kasten zu groß, so können nebeneinander mehrere derartige Kasten angewendet werden, was einer Teilung des Grundmauerwerks in mehrere nebeneinander liegende Teile entspricht. Diese Ausführungsweise ist bis auf Tiefen von 25 bis 30 m sowohl in stehendem als in fließendem Wasser möglich.

b) Die zeitweilige oder dauernde Absenkung des Wasserspiegels erfolgt durch Drainierung (s. Kap. I im I. Bande S. 66), bei welcher das in den wasserführenden Schichten sich sammelnde und hinfließende Wasser abgefangen und tiefer liegenden Wasserläufen zugeführt wird, bevor es zur Baustelle gelangen kann, oder namentlich bei stehendem Wasser durch Abteufung von Brunnen in der Nähe der Baugrube, aus denen das in ihnen sich sammelnde Wasser ausgepumpt wird. Ermöglicht man dabei eine Senkung des Grundwasserspiegels bis unter die Sohle der Baugrube, so fließt das Wasser nicht mehr dieser, sondern dem tiefer gelegenen Brunnen zu, und die Gründung kann im Trockenen vorgenommen werden. Gleichzeitig wird dabei jede Auflockerung des Bodens vermieden; Sandschichten erhalten sogar ein festeres Gefüge, während Ton-

[15]) Weitere Beispiele neuerer Formeisen von Vanderkloot, Behrend und Friestedt, mit denen auch Ecken und Trennungswände hergestellt werden können, finden sich in L. v. Willmann, Grundbau, »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, I. Teil, III. Bd., Kap. I, S. 45 ff.

und Lehmschichten bei dauernder Trockenlegung tragfähiger werden. Jedoch ist diese Ausführungsweise kostspielig und kann daher nur bei wichtigen Bauten und unter besonderen Bodenverhältnissen zur Anwendung kommen.

c) Die Wasserhaltung durch Auspumpen ist die bei offenen Baugruben am meisten verwendete Art der Trockenhaltung und besteht darin, daß das durch den Boden und durch Undichtigkeiten der Umschließungen in die Baugrube eindringende Wasser durch andauerndes Pumpen oder Schöpfen in dem Maß entfernt wird, daß die Baugrubensohle trocken erhalten wird. In diesem Fall muß die Baugrube so groß angelegt sein, daß außerhalb der eigentlichen Fundamentfläche Wasserrinnen angelegt werden können, die zu einer tiefer liegenden Grube, dem sog. »Sumpf«, führen, in welchem alles in die Baugrube eindringende Wasser sich ansammelt, um durch Wasserschöpfmaschinen entfernt zu werden. Die Anlage dieses Sumpfes, dessen Seitenwandungen je nach Erfordernis durch Spundwände oder andere Verkleidungen gegen Einstürzen zu sichern sind, hat den doppelten Zweck, die Sohle der Baugrube trocken zu erhalten und die gröberen, vom Wasser mitgerissenen Erdteile sich ablagern zu lassen, so daß sie weniger leicht in die Wasserschöpfmaschinen gelangen.

Zeigen sich in der Sohle der Baugrube einzelne starke Wasseradern oder Quellen, so sind diese besonders zu fassen und nach dem Sumpf oder anderwärts abzuleiten. Das Verstopfen der Quellen gelingt nur selten, dagegen hat man vielfach die Quelle mit einem oben offenen Kasten oder mit einer Röhre umschlossen und dadurch während der Bauausführung unschädlich gemacht, indem sich das Wasser in einer solchen Röhre in der Höhe des Außenwassers hält. Nach Fertigstellung des Grundbaues wird dann der durch den Kasten oder durch die Röhre gebildete Hohlraum mit Beton ausgefüllt.

Bei sehr starkem Wasserandrang ist es nicht immer möglich oder zum mindesten unvorteilhaft und mit großen Kosten verbunden, die Trockenhaltung der Baugrube durch anhaltendes Pumpen zu erzwingen, auch kann bei sandigem Untergrund außerdem dabei eine für die Tragfähigkeit nachteilige Auflockerung des Bodens entstehen. In solchen Fällen wird man am zweckmäßigsten die Sohle der mit Spundwänden umschlossenen Baugrube unter Wasser ausbetonieren (s. § 8) und dadurch die Sohle dichten. Die Seitenwandungen werden durch die Spundwände dicht gehalten, so daß die so abgedichtete Baugrube nunmehr leer gepumpt und das Aufmauern der Fundamente im Trockenen vorgenommen werden kann.

Als Wasserschöpfmaschinen kommen im Grundbau in Betracht[16]):

α) Vorrichtungen, bei denen das Wasser durch Schöpfen und Stoß in die Höhe geworfen wird, wie die Wurf- und Schwungschaufel und das Wurfrad.

β) Vorrichtungen, durch die das Wasser in Eimer oder Kasten gefüllt und gehoben wird, wie Handeimer, Eimerketten, das Eimerrad und das Schöpf- oder Kastenrad.

γ) Vorrichtungen, durch die das Wasser in bewegliche Kanäle gehoben wird, wie der Wipptrog oder die Kippschaufel, das Schneckenrad, die Wasserschnecke oder die archimedische Schraube.

δ) Vorrichtungen, bei denen das Wasser in festen Rinnen oder Röhren gehoben wird. Hier kann das Heben des Wassers erfolgen:

1. Durch Scheiben oder Ketten, die sich nach einer Richtung bewegen: Schaufelwerke, Kettenpumpen oder Paternosterwerke.
2. Durch Kolben, die sich in Zylindern hin und her bewegen: Kolbenpumpen, einfach und doppelt wirkend.

[16]) Vgl. L. v. Willmann, Grundbau, »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, 4. Aufl., I. Teil, Bd. III, Kap. I, S. 108. Ausführliche Beschreibungen der verschiedenen Pumpen finden sich in O. Berndt, Wasserhebemaschinen, »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, 2. Aufl., Bd. IV (Baumaschinen), Kap. I.

3. Durch sich drehende Flügelwellen: Zentrifugal-, Kreisel- oder Rotationspumpen.
4. Durch Dampf- oder Wasserstrahlen: Dampfstrahlpumpen, Wasserstrahlpumpen, Pulsometer, Injektoren.
5. Durch Aufsaugen mittels Herstellung luftverdünnter Räume: Vakuumvorrichtungen.

d) Was die Anwendbarkeit und Wahl dieser sehr verschiedenartigen Wasserhebevorrichtungen betrifft[17], so sind dafür als maßgebend anzusehen:

α) Die Beschaffenheit des zu hebenden Wassers.
β) Die Größe der Maschine.
γ) Die sich ergebende Förderhöhe.
δ) Die zu bewältigende Wassermenge.
ε) Die Zeit, innerhalb welcher die betreffende Wassermenge zu heben ist.
ζ) Die zur Verfügung stehende oder erforderlich werdende Betriebskraft.

α) Die *Beschaffenheit des Wassers* bedingt vielfach, wenn Pumpen verwendet werden sollen, nur solche mit einfach ausgebildeten und leicht zugänglichen Ventilen zu wählen, da das Wasser in der Baugrube meist durch Erd- und Sandteilchen verunreinigt ist und auch das Vorhängen von Sieben oder Körben vor die Saugrohrmündungen das Eintreten der feinen Sandteile nicht immer verhindert.

β) Die *Größe der Wasserschöpfmaschine* spielt eine Rolle, weil man meist im Raum beschränkt ist und daher Vorrichtungen, die nur einen geringen Platz beanspruchen, bevorzugen wird.

γ) Die *Förderhöhe* ist durch den Außenwasserstand gegeben; ist dieser veränderlich, so ist darauf Bedacht zu nehmen, auch die Förderhöhe verändern zu können. Namentlich im Gebiet der Ebbe und Flut wird man Anordnungen treffen, die es gestatten, zur Zeit der Ebbe das Wasser durch Öffnungen im Fangdamm abfließen zu lassen, die während der Flutzeit geschlossen werden können. Auch können Heber angebracht werden, die das Wasser stets über den Fangdamm hinüberleiten und dennoch den Außenwasserstand berücksichtigen, indem der eine Schenkel des Hebers innerhalb der Baugrube in einen Kübel taucht, in welchem der Wasserstand stets etwas höher als außen gehalten wird und in den die Wasserschöpfmaschine das Wasser fördert.

δ) Die *Wassermenge*, die sich in einer bestimmten Zeit in der Baugrube ansammelt und die zu bewältigen ist, läßt sich durch Beobachtung feststellen, oder nach Ausführungen ähnlicher Art angenähert bestimmen. Dabei ist zu empfehlen, die Wassermenge nicht zu klein vorauszusetzen, damit nach etwa eintretenden Betriebspausen die unterdessen zum Teil wieder angefüllte Baugrube rasch entleert und trocken gelegt werden kann.

ε) Die *Zeitdauer*, innerhalb welcher die Baugrube trocken gelegt werden kann, richtet sich nach der zu schöpfenden Wassermenge und der Leistungsfähigkeit der Schöpfmaschine. Dabei ist zu unterscheiden die einmalige Entleerung der vollgelaufenen Baugrube unter ständigem Zufluß einer bestimmten, immer wieder in die Baugrube eindringenden Wassermenge und die dauernde Bewältigung dieser letzteren, so daß die Baugrube trocken erhalten wird.

ζ) Die *anzuwendende Betriebskraft* hängt von der Größe der Anlage ab. Während bei kleinen Wassermengen und häufig wechselnder Arbeitsstelle der Betrieb durch Menschenkraft genügt, stellt sich bei größeren Anlagen, längerer Dauer der

[17] O. Berndt, Wasserhebemaschinen, »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, 2. Aufl., Bd. IV (Baumaschinen), Kap. I, S. 114.

Arbeiten und wiederholter Anwendung derselben Maschinen der Maschinenbetrieb billiger, wobei je nach den örtlichen Verhältnissen zwischen Wasserkraftanlagen, Dampfmaschinen, Gas-, Petroleum- und Elektromotoren zu wählen ist. Die Anwendung tierischer Kräfte wird nur ausnahmsweise stattfinden können.

Wird von der Anwendung des Handeimers und der Wurfschaufel als ursprünglichste Schöpfvorrichtungen abgesehen, so eignen sich für den Handbetrieb bei kleinen Wassermengen: die Bohlen- oder Blechpumpe; bei größeren Wassermengen und kleinen Förderhöhen bis zu 1 m: die Wasserschnecke; für größere Förderhöhen bis zu 8 m: die zweistiefelige, einfach wirkende Saugpumpe (Baupumpe) und für noch größere Förderhöhen: Druckpumpen, die mittels Kurbel und Radvorgelege betrieben werden. In letzterem Fall wird jedoch meist schon Maschinenbetrieb in Wettbewerb treten können. Bei unreiner Beschaffenheit des Wassers und bei ungenügendem Raum zur Aufstellung der Pumpe wird man mit Vorteil Strahlpumpen, also, wenn Dampf zur Verfügung steht, Pulsometer wählen, während unter Anwendung von Motoren als Betriebskraft Zentrifugal- und Kreiselpumpen am vorteilhaftesten erscheinen.

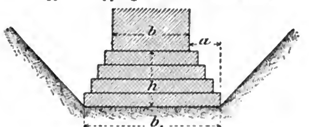
B. Beschreibung der einzelnen Gründungsarten.

a. Fundamentaufbau und Flachgründung.

§ 5. Verbreiterung der Fundamentsohle. Hat die Bodenuntersuchung ergeben, daß die Tragfähigkeit (s. § 1, S. 2) des Baugrundes geringer als diejenige des Mauerwerks ist, so muß, wenn die in § 2 besprochenen Bodenverbesserungen nicht angewendet werden können oder nicht ausreichen, durch eine angemessene Verbreiterung der Sohle der Druck auf eine größere Fläche verteilt, und dadurch die Beanspruchung auf die Flächeneinheit vermindert werden, wodurch die Standhaftigkeit des Bauwerks sich erhöht. Dies kann erfolgen:

1. **Durch Abtreppung des Grundmauerwerks,** wobei darauf zu achten ist, daß die Stufenbreite der Abtreppung im Verhältnis zu ihrer Höhe keine zu große wird, da sonst leicht ein Abscheren bzw. Abtrennen der vorspringenden Stufen vom Kern des Mauerwerks erfolgen kann, wodurch der Zweck der Verbreiterung nicht erfüllt würde. Als Grenze des Verhältnisses der Ausladung zur Höhe kann für die einzelnen Absätze 1 : 1,2 bis 1 : 1, für den ganzen Vorsprung des Grundbaues 1 : 1,5 angesehen werden. Nimmt man eine gleichmäßige Druckübertragung durch die einzelnen vortretenden Schichten an, was allerdings nicht immer zutreffen wird [18], so ist nach Abb. 35:

Abb. 35. Abtreppung des Grundmauerwerks.



$$b \cdot \sigma = b_1 \cdot \sigma',$$

wenn der an der Mauersohle herrschende Druck σ für das qcm auf σ' an der Fundamentsohle herabgemindert werden soll; also muß:

$$b_1 = \frac{b \cdot \sigma}{\sigma'} \tag{4}$$

gemacht werden. Die Gesamtausladung a auf der einen Seite wird bei symmetrischer Anordnung:

$$a = \frac{b_1 - b}{2} \tag{5}$$

und die Höhe des abgetreppten Teils, wenn $h : a = 2 : 1$ angenommen wird,

$$h = 2a. \tag{6}$$

[18] Vgl. L. v. Willmann, Grundbau, »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, 4. Aufl., I. Teil, Bd. III, Kap. I, S. 176.

2. Durch umgekehrte oder durch Sohlengewölbe. Bestehen die Grundbauten eines Bauwerks aus einzelnen, in gewissen Entfernungen voneinander aufgeführten Mauern oder Pfeilern, während das Bauwerk selbst eine größere Fläche überdeckt, so kann die Gebäudelast auf die ganze überdeckte Fläche verteilt werden, wenn die einzelnen Mauern bzw. Pfeiler durch umgekehrte Gewölbe bzw. Bogen miteinander verbunden werden. Um Hohlräume unter den umgekehrten Gewölben zu vermeiden, wird dem Erdboden genau die Form der unteren Wölbfläche gegeben, oder es wird diese Form durch eine Steinpackung oder durch eine Sand- bzw. Betonschüttung hergestellt. Häufig werden die Widerlager der Gegenbogen und Gewölbe auch mittels eiserner Zugstangen verankert, um sie vor seitlichem Ausweichen zu schützen.

Im Hochbau benutzt man eine solche Auflösung des Grundmauerwerks in einzelne Pfeiler häufig zur Ersparnis an Mauerwerk und verbindet ihre Füße durch umgekehrte Bogen oder durch einen Schwellrost (s. § 6), während die Last des aufgehenden Mauerwerks durch Gurtbogen (Erdbogen, s. Abb. 36) unterhalb der Erdoberfläche auf die Pfeiler übertragen wird. Die zwischen den umgekehrten Bogen entstehenden Felder werden durch Erdkappen in Form von umgekehrten Tonnen- oder Klostergewölben überspannt und damit die ganze von dem Gebäude überdeckte Grundfläche zur tragenden

Abb. 36 bis 38. Sohlenverbreiterung durch umgekehrte Gewölbe.

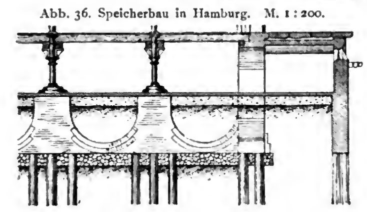


Abb. 36. Speicherbau in Hamburg. M. 1 : 200.

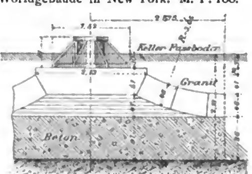


Abb. 37. Gründung der Säulenreihe im Worldgebäude in New York. M. 1 : 100.

gemacht. Beim Speicherbau am Kaiserkai in Hamburg [19]) wurden nach Abb. 36 umgekehrte halbkreisförmige Bogen verwendet, während die üblichere die Stichbogenform ist. Außerdem erforderte die Beschaffenheit des Bodens die Anwendung von Grundpfählen (s. § 9), die unter den Pfeilern dichter als unter den Gegenbogen angeordnet und mit einem Betonbett abgedeckt wurden. Abb. 37 [20]) zeigt zwischen den Pfeilerfüßen umgekehrte Bogen aus Granitwerksteinen mit darunter befindlichem Betonstreifen.

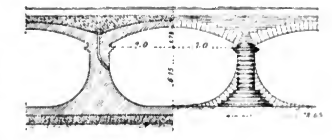


Abb. 38. Brücke bei Longueville les Metz.
Längsschnitt. Ansicht.

Im Brückenbau werden die umgekehrten Gewölbe bei sehr nachgiebigem Boden in Form von Bettungen zwischen den Brückenpfeilern angewendet, wie dies Abb. 38 [21]) zeigt.

[19]) Ztschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1874, S. 242.

[20]) Ztschr. f. Bauw. 1895, S. 234. Gründung des World-Geb. in New York.

[21]) Abb. 38 ist dem »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, 3. Aufl., Bd. II, Kap. II: Steinerne Brücken, bearbeitet von Baurat G. Tolkmitt, entnommen.

3. **Durch Sandschüttung,** die im Trockenen eine sehr wirksame Verbreiterung der Grundfläche bewirkt, indem der Druck sich von jedem Punkt der Fundamentsohle böschungsartig in einer dem betreffenden Böschungswinkel annähernd entsprechenden Richtung nach unten überträgt, bei offenen Baugruben mit flach geböschten Seitenwandungen also die tragende Fläche um die Ausladung der natürlichen Böschung des Sandes vergrößert. Nach Abb. 39 ist also:

$$\overline{cc} = \overline{aa} + 2\,d \cdot \operatorname{cotg} \varphi,$$

daraus:

$$d = \frac{\overline{cc} - \overline{aa}}{2 \operatorname{cotg} \varphi} \tag{7}$$

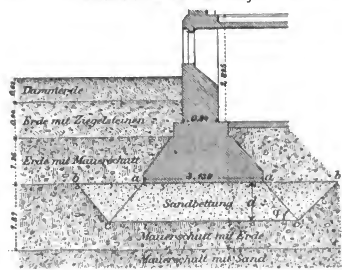
oder für $\varphi = 45^\circ$:

$$d = \frac{\overline{cc} - \overline{aa}}{2} \tag{7a}$$

die erforderliche Dicke der Sandschicht, wenn als Verbreiterung der Sohlfläche die Größe $\overline{cc}$ genügt.

Der Sand füllt dabei etwaige Unebenheiten des Bodens gut aus und bewirkt auch bei ungleichmäßiger Beschaffenheit des Bodens eine günstige Druckübertragung. Anfangs findet im Verhältnis zur Schichtstärke d ein starkes Setzen statt, jedoch ohne daß sich neben der belastenden Grundmauer (in den Punkten a, s. Abb. 39) die Oberfläche des Sandes hebt, wie dies bei Ton- und Lehmboden der Fall wäre. Daraus ergibt sich, daß die Zusammenpressung nur durch ein innigeres Aneinanderlagern der einzelnen Sandkörner in lotrechtem Sinn erfolgt und bei einem gewissen größten Druck aufhört. Allerdings muß der Sand reiner, grober, scharfkörniger Quarzsand sein und darf keine erdigen oder lehmigen Beimengungen haben. Wird die Baugrube mit steilen Anschlußwänden versehen, so bewirkt die durch die Sandschicht herbeigeführte Druckübertragung eine gewisse Reibung an den Seitenwandungen, die gleichfalls auf die Herabminderung der Bodenbeanspruchung günstig einwirkt, aber rechnerisch schwer festzustellen ist.

Abb. 39. Sohlenverbreiterung durch Sandschüttung für eine Kaserne in Wesel. M. 1 : 250.



Für die Ausführung von Sandschüttungen im Trockenen wird die Baugrube, wie Abb. 39 zeigt, bis zur erforderlichen Tiefe ausgegraben, wobei, unter Einhaltung der natürlichen Böschung für die Seitenwandungen, der Baugrube eine solche Breite zu geben ist, daß die unter 45° von den Endpunkten des Grundmauerwerks gezogenen Linien ac die Sohle noch innerhalb der ausgeschachteten Baugrube treffen. In manchen Fällen wird die Baugrube nicht nur unter den einzelnen Grundmauern, sondern in der ganzen Ausdehnung des Gebäudes ausgehoben und die Sandschüttung, wie Abb. 40 zeigt, auf die ganze Baugrube ausgedehnt.

Die Einfüllung des gut ausgewaschenen reinen Sandes erfolgt, um die Zusammenpressung während der Bauausführung möglichst zu verringern, in dünnen, wagerechten Schichten von etwa 30 cm Stärke, die mit Wasser begossen und eingestampft oder eingewalzt werden.

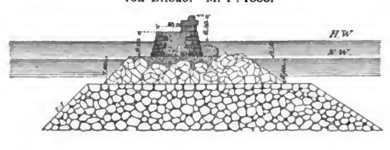
Bei Gründungen im Wasser und namentlich, wenn die angewendete Sandschicht fließendem Wasser ausgesetzt sein würde, muß eine feste Umschließung der Baugrube durch bleibende Spundwände vorausgehen; auch darf kein starker Auftrieb des Wassers vorhanden sein, da sonst der Zusammenhang und die Lagerung der einzelnen Sandkörner gelockert wird.

Abb. 40. Sohlenverbreiterung durch Sandschüttung beim Dienstgebäude zu Tapiau.



4. Durch Steinschüttungen, die zwar seltener zur Fundamentverbreiterung, als zur Herstellung eines Schutzes gegen Unterspülungen und zur Errichtung von unter Wasser auf festem Untergrunde hergestellten Schüttkörpern dienen. Sie erscheinen als Unterbau zur Aufnahme von Damm- und Kaimauern namentlich dann geeignet, wenn starker Stromangriff und Wellenschlag jede andere Gründungsart unmöglich macht, wie dies z. B. bei dem in Abb. 41 dargestellten Hauptwellenbrecher im Hafen von Bilbao[22]) der Fall war.

Abb. 41. Steinschüttung des Hauptwellenbrechers im Hafen von Bilbao. M. 1 : 1000.



Als Mittel zur Verdichtung des Bodens, indem man die Steine ausbreitet und, wenn möglich, hochkantig einrammt und dieses Verfahren so lange wiederholt, bis der Boden die erforderliche Tragfähigkeit erlangt hat, wurden die Steinschüttungen bereits im § 2, erwähnt.

§ 6. Gründung auf Schwellrost. Wo die Fundamentsohle unter Wasser liegt und ihre Verbreiterung eines nachgiebigen Bodens wegen erwünscht erscheint, kann bei kleinen Bauwerken der Schwellrost, auch liegender Rost oder Streckrost genannt, in Frage kommen. Er gibt dem Grundmauerwerk in wagerechter Richtung einen guten Zusammenhang und wird deshalb auch häufig in Verbindung mit umgekehrten Gewölben angewendet; in lotrechter Richtung bietet er eine zweckmäßige Unterlage für das Mauerwerk während des Baues, jedoch muß auf ein allmähliches, keineswegs immer gleichmäßiges Sinken des gesamten Grundbaues gerechnet werden. Wo Unterwaschungen und Auswaschungen des Bodens zu erwarten sind, ist außerdem stets ein Schutz durch Anbringung von Spundwänden, Steinschüttungen, Faschinen usw. erforderlich.

Abb. 42 u. 43. Anwendung des Schwellrostes. M. 1 : 150.
Abb. 42. Querschnitt.

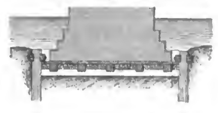
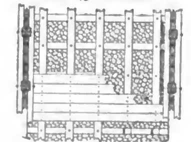


Abb. 43. Grundriß.



Nach Umschließung und Trockenlegung der Baugrube und nach Entfernung der oberen Bodenschichten, entsprechend den vorliegenden Verhältnissen, werden auf die eingeebnete Sohlenfläche der Baugrube Querschwellen und auf diese Langschwellen gelegt, welche den Bohlenbelag zum Tragen des Mauerwerks aufnehmen (s. Abb. 42

[22]) Vgl. Zentralbl. d. Bauverw. 1889, S. 338. Auch L. v. Willmann, Grundbau, »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, 4. Aufl., I. Teil, Bd. III, Kap. I, S. 181.

u. 43). Die zwischen den Schwellen entstehenden Hohlräume, »Rostfelder« genannt, werden, um die ganze Fläche der Bohlen zum Tragen zu bringen, vor der Aufnagelung der Bohlen mit Steinen, Sand, Ton, Bauschutt u. dgl. bis zur Oberkante der Langschwellen ausgestampft.

Die Stärke der Langschwellen kann zu 20 bis 30 cm, ihre Entfernung voneinander, je nach der Last des Bauwerks, zu 1 bis 1,5 m angenommen werden. Die Querschwellen haben etwas geringere Abmessungen (18/24 bis 25/30 cm) und werden in größeren Abständen verlegt; sie erhalten 5 bis 8 cm tiefe Einschnitte, in welche sich die ungeschwächten Langschwellen hineinlegen, und stehen an den Seiten der Fundament-

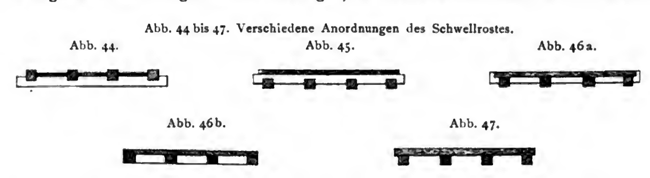


Abb. 44 bis 47. Verschiedene Anordnungen des Schwellrostes.

fläche 30 bis 50 cm vor. Die Stärke der Bohlen wechselt zwischen 5 und 12 cm je nach der geringeren oder größeren Entfernung der Langschwellen. Übrigens kommen die verschiedensten Anordnungen der Quer- und Langschwellen sowie der Bohlen vor, wie dies aus den Abb. 44 bis 47 zu ersehen ist.

Oft werden auch nur Langschwellen oder nur Querschwellen oder zwei Lagen Bohlen (Bohlenrost) kreuzweise übereinander angeordnet und durch Nägel befestigt. Als Holzarten können Eichen-, Lärchen-, Kiefern- oder Rotbuchenholz zur Verwendung kommen, da diese die Eigenschaft einer fast unbegrenzten Dauerhaftigkeit besitzen, sobald sie beständig unter Wasser bleiben.

In neuerer Zeit hat man den Holzschwellrost auch mit Betonschichten, sowie mit Kreuzlagen von Eisenträgern in Beton vereinigt (s. § 8 unter 4).

§ 7. Gründung mittels des Schwimm- oder Senkkastens. Diese namentlich in früherer Zeit für Brückenpfeiler übliche Gründungsweise besteht darin, daß ein mit Boden und Seitenwänden versehener, oben offener, gewöhnlich am Ufer zusammengebauter Kasten schwimmend über die Baustelle geflößt und mit dem in ihm allmählich aufgeführten Fundament- bzw. Pfeilermauerwerk auf die Baugrubensohle (s. Abb. 48 bis 50) abgesenkt wird.

In ihrer Wirkungsweise lehnt sich diese Ausführung an die Gründung mit Schwellrost an, da der Boden des Kastens, wenn aus Holz hergestellt, strenggenommen ein Schwellrost ist, der unter dem Grundmauerwerk liegen bleibt, während die Kastenwände nach der in ihrem Schutz erfolgten Pfeilerherstellung entfernt werden. Die Kastenwände, welche nach vollständiger Absenkung noch über den Wasserspiegel hinausragen müssen, damit das ganze Pfeilermauerwerk im Trockenen aufgebaut werden kann, sind sowohl aus Holz als auch aus Stein, in letzterem Fall als bleibender Bestandteil des Pfeilers hergestellt worden, und bei einigen Ausführungen kamen in neuerer Zeit sogar aus Eisen hergestellte Kasten zur Verwendung[23]).

Die Gründung mit derartigen Senkkasten kann da in Frage kommen, wo namentlich in fließendem Wasser die Umschließung und Trockenlegung der Baugrube sich durch

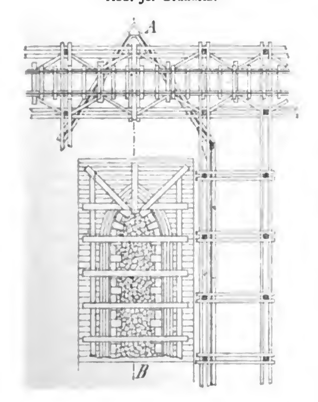
[23]) Vgl. L. v. Willmann, Grundbau, »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, 4. Aufl., I. Teil, Bd. III, Kap. I.

die Örtlichkeit oder durch zu große Kosten verbietet und eine Tiefgründung des guten Untergrundes wegen nicht erforderlich ist.

Abb. 48 bis 50. Einrüstung zur Absenkung eines Senkkastens.

Abb. 48. Querschnitt. Abb. 49. Längenschnitt nach *AB*.

Abb. 50. Grundriß.



1. Ausführungsweise der Gründung mittels Senkkasten. Das Einbringen des Kastens über die Baustelle, sowie das Absenken erfordert eine Rüstung (s. Abb. 48 bis 50)[24], die in fließendem Wasser so mit Bretterwänden umkleidet wird, daß innerhalb der Umschließung ruhiges Wasser entsteht. An der dem Strom abgewendeten Seite bleibt der Raum frei, um den Kasten schwimmend einfahren zu können. Mit dem Ufer steht die Rüstung durch eine Laufbrücke *aa* in Verbindung, auf der mittels Rollwagen *W* auf Schienen das Baumaterial herbeigeschafft werden kann, während ein den ganzen Raum des Senkkastens beherrschender Laufkran *L* das Versetzen der Steine und die Beförderung der Baumaterialien in den Senkkasten ermöglicht. Das Absenken des Kastens erfolgt entsprechend seiner Belastung durch das in ihm aufgeführte Mauerwerk zwischen Leitpfählen oder vom Gerüst aus durch Ketten oder Schraubstangen, an denen er aufgehängt ist und die nach Bedürfnis verlängert werden.

Ist der Boden genügend tragfähig, so wird die Baustelle nur so weit ausgebaggert,

[24]) Die Abb. 48 bis 50, sowie 91 bis 94, 96, 97 u. 101 sind den »Aufgaben aus den Gebieten der Baukonstruktions-Elemente« von L. v. Willmann, Darmstadt 1882, entnommen.

daß die Sohle geebnet und, nach Vollendung des Grundbaues, die zu seiner Sicherung erforderliche Steinschüttung angebracht werden kann. Wirksamer als eine solche Steinschüttung ist gegen die Unterspülung eine Spundwand, die man zunächst als vorläufige Umschließung auf drei Seiten über die Wasseroberfläche reichen läßt, an der vierten, stromabwärts gekehrten Seite aber so tief abschneidet, daß der Kasten eingefahren werden kann. Nach Fertigstellung des Grundbaues werden dann auch die übrigen drei Seiten unter Wasser abgeschnitten (ähnlich wie in Abb. 42, S. 21) und mit einem Steinwurf versehen. Bietet die Einebnung des Grundbettes Schwierigkeiten, so kann nach Ausbaggerung der oberen nicht tragfähigen Schichten ein Betonbett unter Wasser hergestellt (s. § 8) und auf dieses der Senkkasten gesetzt werden. Noch sicherer wird bei nachgiebigem Baugrunde die Senkkastengründung, wenn ein Pfahlrost (s. § 9) ohne (s. Abb. 51[25]) u. 52) oder mit Betonbett (s. Abb. 48 u. 49, S. 23) angeordnet und als Unterbau für das Grundmauerwerk benutzt wird.

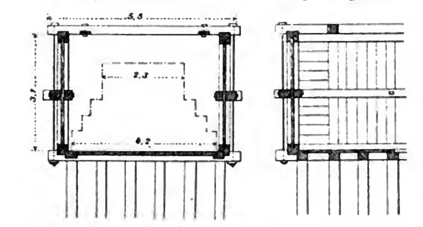


Abb. 51 u. 52. Senkkasten vom Pfeilerbau der Donaubrücke bei Donauwörth. M. 1 : 125.

Abb. 51. Querschnitt. Abb. 52. Längsschnitt.

2. **Ausbildung des Senkkastens.** Die Form des Kastens schließt sich der Form des Grundmauerwerks mit entsprechendem Spielraum für die Ausführung des Mauerwerks an. Vielfach wird der größeren Einfachheit wegen die Rechteckform gewählt, ohne auf die spitz zulaufenden Pfeilerenden Rücksicht zu nehmen (s. Abb. 50, S. 23). Für Brückenpfeiler wird in der Regel nur je ein Senkkasten notwendig. Für langgestreckte Mauern, z. B. Kaimauern, werden dagegen mehrere nebeneinander gestellte Kasten erforderlich, in denen die einzelnen Mauerteile unter Stehenlassen einer Abtreppung aufgeführt werden. Zur Ausmauerung dieser Mauerlücken werden dann später die Kasten miteinander verbunden, indem der Raum zwischen den zu diesem Zweck mit Falzen versehenen Eckstielen *l* (s. Abb. 53) beidseitig durch lotrechte Bretter geschlossen wird, worauf die aneinander grenzenden Stirnwände entfernt werden können.

Der Boden und die Seitenwandungen des Senkkastens müssen nicht nur wasserdicht, sondern auch so stark hergestellt werden, daß weder im Boden noch in den Seitenwandungen durch den äußeren Wasserdruck und durch die Last des Mauerwerks schädliche Spannungen entstehen können. Im nachstehenden werden nur die gebräuchlichsten Ausführungen hölzerner Senkkasten kurz beschrieben, während bezüglich weiterer Einzelheiten, sowie bezüglich der »Senkkasten besonderer Art«, derjenigen »aus Eisen« und bezüglich des »Steinkistenbaues« auf das vom Verf. bearbeitete Kap. I »Grundbau« im Handb. d. Ing.-Wissensch., 4. Aufl. 1906, I. Teil, Bd. III, verwiesen werden muß.

a) der Boden des hölzernen Senkkastens wird am besten aus einer Lage dicht aneinander schließender Bohlen oder Balken gebildet, die zu spunden oder in den Fugen zu kalfatern sind und mit Rahmhölzern zum Tragen der Seitenwände umgeben werden (s. Abb. 51, 52, 54 u. 55). Wird als Unterbettung ein Pfahlrost angewendet, so stellt man den Boden auch aus einzelnen Balken in der den Abständen der Pfähle ent-

[25]) Die Abb. 51 bis 75 sind dem »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, 3. Aufl., Bd. I, Kap. VI: »Der Grundbau«, bearbeitet von Prof. L. v. Willmann, entnommen.

sprechenden Entfernung her und bildet eine doppelte Bohlenlage (s. Abb. 56), deren Zwischenraum mit Steinen oder Beton ausgefüllt wird. Auch Böden mit mehreren sich kreuzenden Bohlenlagen sind angewendet worden.

b) Die Seitenwände werden als Tafeln aus wagerecht oder lotrecht aufgestellten Bohlen mit aufgenagelten Quer- und Strebeleisten zwischen Stielen angeordnet, die auf den Rahmhölzern in den Ecken und außerdem in geeigneten Abständen aufzustellen sind. Durch Holme und Zangen werden diese Wandtafeln in ihrer Lage erhalten und meist so ausgeführt, daß sie nach Vollendung des Mauerwerks nebst den Stielen vollständig entfernt werden können. Zu diesem Zweck sind sie von den Querzangen aus (s. Abb. 51 u. 52) durch eiserne Stangen mit dem Boden verbunden, die entweder wie in Abb. 51

Abb. 53. Verwendung mehrerer Senkkasten.

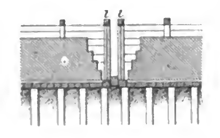


Abb. 54 u. 55. Bodenausbildung hölzerner Senkkasten. M. 1 : 100.

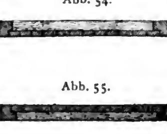
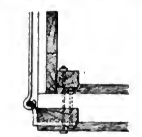


Abb. 56. Befestigung der Seitenwand an dem Boden.



und 52 als lange Schraubenbolzen ausgebildet sind, oder durch unten angebrachte Haken (s. Abb. 56) eingehakt werden, also in beiden Fällen eine leicht lösbare Verbindung aufweisen.

In einzelnen Fällen hat man die Wände in ihrem unteren Teil bis zur Höhe des Niedrigwassers mit dem Boden fest verbunden und nur den oberen, zur Abhaltung des Mittel- und Hochwassers dienenden Teil zum Abnehmen angeordnet.

Bei sehr hohen und langen Seitenwänden, die in sich nicht genügend versteift werden können, wird eine gegenseitige Verspreizung innerhalb des Kastens erforderlich, die dem Fortschritt der Pfeilerausführung entsprechend entfernt und durch kürzere, gegen das hergestellte Mauerwerk sich stützende Streben ersetzt wird.

3. **Die Mantelgründung** bezweckt, in ähnlicher Weise wie die Senkkastengründung, die Ermöglichung der Ausführung eines Grundbaues in nicht zu tiefem, aber fließendem Wasser im Schutz umgebender Wände, also innerhalb einer Ummantelung, nur werden im Unterschiede zur Senkkastengründung hier oben und unten offene Kasten verwendet, wodurch eine Ähnlichkeit mit der Brunnen- und Röhrengründung (s. § 12 und 13) entsteht.

Im Gegensatz zu diesen beiden eignet sich aber die Mantelgründung infolge der Größe der bei ihr verwendeten Kasten und der im Verhältnis dazu schwachen Wandungen nur für geringe Gründungstiefen, also namentlich da, wo der tragfähige Boden entweder von so leicht beweglichen Bodenschichten in geringer Mächtigkeit überlagert ist, daß diese dem Eindringen der Umschließungswände nur wenig Widerstand entgegensetzen, oder wo der Baugrund durch vorheriges Baggern freigelegt werden konnte. Die Mantelgründung gehört also der Flachgründung an und ersetzt gewissermaßen die Herstellung von Fangdämmen, mit denen sie auch das Gemeinsame hat, daß die Mantelwandungen, wenigstens in ihren oberen Teilen, stets wieder entfernt werden, also nur zu vorübergehender Benutzung dienen und vielfach aufs neue wieder benutzt werden können.

Nach Absenkung des meist zwischen Schiffskörpern über die Baustelle geschleppten

Mantels (s. Abb. 57) muß der Boden gedichtet und der Kasten leer gepumpt werden. Gewöhnlich wird zur Bodendichtung eine Betonschicht verwendet (s. Abb. 58). Die Mantelwände können als Bretterwände aus Holz oder als Blechwände aus Eisen hergestellt werden. In Amerika sind Blockwände in doppelter Anordnung mit Ausfüllung des Zwischenraumes durch Steine verwendet worden. Die Abb. 57 und 58 zeigen die Mantelgründung der Eisenbahnbrücke über die Marne bei Nogent mit eisernen Mantelwandungen. Die an den Enden halbkreisförmig abgerundeten, mit seitlichem Anzug versehenen Hüllen erhielten eine obere Länge von 21,75 m und eine Breite von 10 m. Es wurden drei Zonen von 3 m, 3,5 m und 2,5 m Höhe aus verschieden starken, mit

Abb. 57 u. 58. Mantelgründung.

Abb. 57. Verbringung des Mantels zur Baustelle.

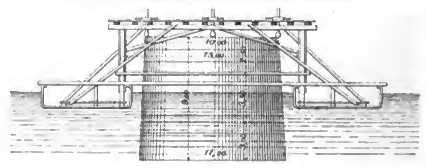
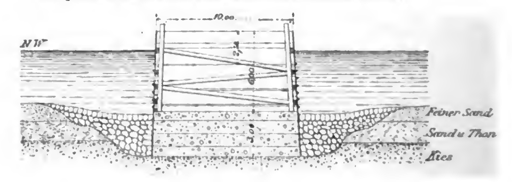


Abb. 58. Zum Aufbau des Mauerwerks fertige Mantelgründung.



Walzeisen verstärkten Blechen verwendet. Nur die oberste Zone konnte nach Ausführung des Mauerwerks wieder entfernt werden. Nach Herstellung des 3 m starken Betonbettes mußte während des Ausschöpfens der Mantel im Innern gegen das Eindrücken durch eine Zimmerung versteift werden, die mit dem Fortschreiten des Mauerwerks wieder entfernt wurde[26].

§ 8. Gründung auf Beton. Der Beton, eine Mischung eines mehr oder weniger fetten Mörtels mit Kies oder Steinbrocken, die an der Luft und, wenn aus hydraulischem Mörtel hergestellt, auch unter Wasser zu einer fest zusammenhängenden steinartigen Masse erhärtet, ist, wenn auch schon den Römern nicht unbekannt, besonders in neuerer Zeit unter den verschiedensten Verhältnissen für Gründungsarbeiten verwendet worden. Auf nicht festem oder ungleichmäßigem Boden bewirkt eine in entsprechender Stärke hergestellte Betonschicht im Trocknen, ähnlich wie eine Sandschüttung (s. § 5, S. 20), eine gleichmäßige Verteilung des Fundamentdruckes bzw. eine Verbreiterung der Sohlfläche und hat vor der Sandschüttung noch den Vorteil einer dichteren, in sich zusammenhängenden, gegen äußere Einwirkungen weniger empfindlichen Masse voraus, die unter

[26]) S. L. v. Willmann, Grundbau, »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, 4. Aufl., I. Teil, Bd. III, Kap. I, S. 213.

der Last des Bauwerks wenig oder gar nicht zusammengepreßt wird und daher ein nur geringes oder überhaupt kein Setzen des Gebäudes voraussehen läßt.

Unter Wasser angewendet, dichtet die Betonschicht den Boden der Baugrube ab und bietet die Möglichkeit ihrer vollständigen Entleerung (s. § 4, S. 16) und Trockenlegung zur bequemeren und besseren Herstellung des Fundamentaufbaues. In beiden Fällen wird in der Regel die Baugrube mit Bretter- bzw. Spundwänden umschlossen, in fließendem Wasser jedenfalls mit bleibenden, später in entsprechender Tiefe abzusägenden Spund- oder Pfahlwänden, schon um während der Betonschüttung ruhiges Wasser zu erhalten und um das Betonbett später gegen Unterspülung zu sichern. Jedoch kann die Betongründung im Trockenen, sowie auch unter Wasser (s. unter 3) ohne Umschließungen erfolgen. Die Stärke der Betonschicht richtet sich nach der größeren oder geringeren Zuverlässigkeit des Baugrundes, nach dem Auftrieb des Wassers, also dem Druck, den die Betonplatte nach Auspumpen der Baugrube erleiden würde, und der späteren Belastung. Es ist zu empfehlen, die Stärke reichlich zu bemessen; geringer als etwa 1 m macht man sie selten.

Die Anwendung des Betons bei anderen Gründungsarten ist bereits bei den Sohlengewölben (s. § 5, S. 19), bei dem Schwellrost (s. § 6, S. 21), beim Senkkasten (s. § 7, S. 23) und bei der Mantelgründung (s. S. 26) erwähnt worden. Fast bei jeder Gründungsart, auch bei der Pfahlrostgründung (s. § 9) den Senkbrunnen (s. § 12), den Röhren- und Druckluftgründungen (s. §§ 13 und 14) hat die Anwendung des Betons, ohne ihre Eigenart zu ändern, Erleichterungen und Verbesserungen bewirkt und in Verbindung mit Eisen eine neue Art der Gründung: den »Beton-Eisenschwellrost« (s. unter 4) entstehen lassen. In allen Fällen handelt es sich um die Herstellung einer mehr oder weniger dicken Betonschicht im Trockenen oder unter Wasser.

1. Einbringen des Betons im Trockenen. Wenn auch im allgemeinen Beton aus Luftmörtel im Trockenen verwendbar erscheint, so wird im Grundbau, wo selbst bei Flachgründungen auf die Erdfeuchtigkeit und bei Felsboden auf das Tagewasser Bedacht zu nehmen ist, stets Beton aus hydraulischen Mörteln, also Traß- und Zementmörtel, anzuwenden sein. Ferner ist, gegenüber der gleichzeitigen gemeinschaftlichen Verarbeitung der Betonbestandteile, eine getrennte Herstellung des Mörtels vorzuziehen, der dann, unmittelbar vor der Verwendung, von Hand oder mittels Betonmühlen mit den kleingeschlagenen Steinstücken oder dem groben Kies vermengt wird.

Die Zusammensetzung des Betons ist je nach der Verwendung, dem Grade der zu erreichenden Härte und Dichtigkeit, sowie der zur Verfügung stehenden Zeit zur Erhärtung eine sehr verschiedenartige[27]. Als eine vielfach angewendete Mischung hat sich das Verhältnis von 1 Teil Zement zu 3 Teilen Sand und 6 Teilen Steinschlag oder Kies bewährt. Zu empfehlen ist es stets vor einer größeren Ausführung, Untersuchungen mit Proben der zur Verfügung stehenden Materialien vorzunehmen und die am besten sich bewährende Mischung zu verwenden.

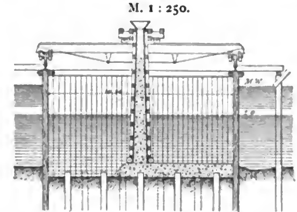
Im Trocknen wird der Beton in Schichten von 15 bis 30 cm Stärke aufgebracht und durch Stampfen oder Walzen so lange gedichtet, bis die Oberfläche feucht und glänzend wird. Des meist beschränkten Raumes wegen, können Walzen selten verwendet werden, während Handrammen nur schwer eine gleichmäßige Bearbeitung der einzelnen Schichten bei größerer Ausdehnung möglich machen. Aus diesem Grunde werden auch Betonstampfmaschinen benutzt, die sich für größere Arbeiten im allgemeinen gut bewähren[28].

[27]) S. L. v. WILLMANN, Grundbau, »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, 4. Aufl., I. Teil, Bd. III, Kap. I, S. 131.

[28]) Z. B. beim Bau der neuen Hafenanlage in Bremen, Ztschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1889, S. 441, und »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, 4. Aufl., I. Teil, Bd. III, Kap. I, S. 149.

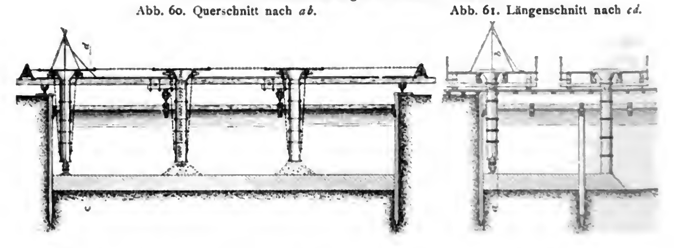
2. Betonversenkung unter Wasser innerhalb umschließender Wände. Bei der Betonierung unter Wasser ist es nicht zulässig, daß der Beton frei durch das Wasser hindurchfällt, oder mit bewegtem Wasser in Berührung kommt, weil sonst ein Auswaschen, eine Trennung der noch nicht abgebundenen, also auch nicht zusammenhängenden Betonbestandteile erfolgt. In der gegen fließendes Wasser abgeschlossenen Baugrube darf aus demselben Grunde während der Betonierungsarbeiten kein Wasserpumpen stattfinden, weil eine Auflockerung der Sohle und eine Bewegung des Wassers von unten nach oben stattfinden würde. Aus erwähnten Gründen sind die zur Betonabsenkung am meisten gebräuchlichen Geräte: Trichter und geschlossene, erst am Boden sich öffnende Kasten oder Säcke. Auch muß ein raschabbindender Beton verwendet werden.

Abb. 59. Betonabsenkung mit hölzernem Trichter. M. 1 : 250.



a) Die Trichter werden aus Holz (s. Abb. 59) oder bei größeren Abmessungen auch aus Eisen (s. Abb. 60 u. 61) als gerade oder unten sich erweiternde Röhren hergestellt, die bis nahe an die Baugrubensohle reichen, in ihrer Höhenlage verstellbar sind und zwischen Kähnen, auf Schlitten, Laufkranen oder Wagen so angeordnet werden, daß sie stets zwei senkrecht zueinander stehende Richtungen bestreichen, also alle Punkte innerhalb der Baugrube erreichen können.

Abb. 60 u. 61. Betonabsenkung mit eisernen Trichtern.
Abb. 60. Querschnitt nach *ab*. Abb. 61. Längenschnitt nach *cd*.



Wird der Trichter bis über Wasser stets mit Beton gefüllt erhalten und dabei gleichmäßig vorwärts bewegt, so legen sich vom herausquellenden Beton auf der Baugrubensohle bandartige Streifen nebeneinander, bis eine Lage vollendet ist; in der nächsten kann man die Streifen senkrecht zur ersten Streifenrichtung stellen und so fortfahren, bis die gewünschte Stärke der Betonschicht erreicht ist. Durch an dem Trichter unten befestigte Walzen (s. Abb. 59) kann jede Lage für sich abgeebnet werden. Am besten ist es, die einmal begonnene Arbeit ohne Unterbrechung fortzusetzen, damit nicht eine Erhärtung des Betons im Trichter stattfinden kann.

b) Verwendung von Betonkasten. Bei großen Wassertiefen werden sehr lange Trichter notwendig, deren gleichmäßige Fortbewegung Schwierigkeiten verursacht, so daß es dann vorteilhafter erscheint, den Beton mittels Winden in geschlossenen Kasten oder Trommeln abzusenken, die sich unmittelbar über dem Boden entweder selbsttätig

oder durch eine Zugvorrichtung öffnen und entleeren. Die Abb. 62 und 63 zeigen einen halbzylindrischen Kasten aus Eisenblech vom Bau der älteren Harburger Elbbrücke, dessen beide Hälften um eine Achse drehbar in geschlossenem Zustand am Tau *b* hinabgelassen und, unten angekommen, durch Anziehen des Seiles *a* mittels der an beiden Klappen angreifenden Ketten (s. Abb. 63) geöffnet werden. Der Inhalt beträgt 0,23 cbm[29]).

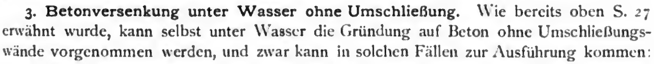
Abb. 62 u. 63. Betonkasten.
Abb. 62. Betonkasten geschlossen. Abb. 63. Betonkasten geöffnet.

Bei dieser Schüttweise lagern sich auf der Baugrubensohle einzelne Betonhaufen ab, so daß die Oberfläche der Schüttung weniger eben als bei Anwendung von Trichtern ausfällt. Für die unteren Schichten ist damit jedoch gar kein Nachteil verbunden, und bei den oberen kann nachträglich eine Abgleichung leicht vorgenommen werden.

Für schmale, langgestreckte Betonkörper, wie sie als Fundamente für Kaimauern oder Gebäude vorkommen, kann unter Umständen die Schüttung in voller Höhe erfolgen, indem man, an dem einen Ende des zu schüttenden Betonkörpers beginnend, diesen in eine flache Böschung auslaufen läßt, deren obere Kante bis über Wasser reicht, und die dann durch vorsichtiges Aufbringen des Betons auf den Kopf der Böschung allmählich weiter getrieben wird. Der dabei auf dem Boden, am Fuß der Böschung, sich ansammelnde Mörtelschlamm muß fortlaufend entfernt werden.

Abb. 64. Betonversenkung in Säcken.

c) Anwendung von Säcken. Statt der Betonkasten können bei kleineren Ausführungen auch wasserdichte Säcke zur Anwendung kommen, die am Boden der Baugrube geöffnet und nach ihrer Entleerung wieder hinaufgezogen werden, um sie von neuem zu benutzen. Der in Abb. 64 dargestellte Sack soll sich beim Bau der Futtermauern für die Hafenanlagen in Oberlahnstein gut bewährt haben. Er bestand aus doppeltem Segelleinen, hatte oben einen Bügel aus Rundeisen, an welchem er durch ein Seil mittels eines Flaschenzuges gehoben und gesenkt wurde, während eine dünne Zugleine die Verschnürung mittels einer besonders gebildeten Schleife leicht zu lösen gestattete[30]).



3. Betonversenkung unter Wasser ohne Umschließung. Wie bereits oben S. 27 erwähnt wurde, kann selbst unter Wasser die Gründung auf Beton ohne Umschließungswände vorgenommen werden, und zwar kann in solchen Fällen zur Ausführung kommen:

a) Die Betongründung mittels Säcken. Hier werden aus durchlässigem Stoff hergestellte Säcke mit Beton gefüllt, fest verschlossen und in diesem Zustande neben- und übereinander auf dem Baugrunde abgelagert bzw. aufgestapelt. Eine Auswaschung des Betons ist hier so gut wie ausgeschlossen. Die Säcke schmiegen sich, solange der Beton noch breiartig ist, dicht aneinander, und der aus den durchlässigen



[29]) Diese sowie einige andere derartige Vorrichtungen verschiedener Ausführung finden sich im »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, 4. Aufl., I. Teil, Bd. III, Kap. I, S. 142 ff.

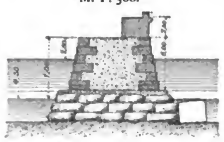
[30]) Ztschr. f. Bauw. 1886, S. 509, u. »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, 4. Aufl., I. Teil, Bd. III, Kap. I, S. 145.

Seitenwandungen der Säcke hindurchdringende Mörtel verbindet sie zu einem einzigen festen Block, der trotz der mangelnden Umschließung nicht zur Seite ausweichen kann und imstande ist, die Last des Bauwerks aufzunehmen. Als Vorbedingung muß hier natürlich ein unnachgiebiger, nicht auswaschbarer Untergrund gelten.

Diese Ausführungsweise ist namentlich für Molenbauten in Häfen zur Anwendung gekommen. Abb. 65 zeigt die Gründung einer Mole im Hafen zu Bilbao[31]).

b) Versenkung halbabgebundenen Betons. Der englische Ingenieur KINIPPLE hat Beton, der mit möglichst wenig Wasser angemengt wurde, nicht sofort nach seiner Zubereitung versenkt, sondern erst, nachdem er angefangen hatte abzubinden. Dadurch war es möglich, ihn ohne Gefahr des Ausspülens mit geringerer Vorsicht, in vielen Fällen sogar frei durchs Wasser zu schütten. Bei bewegtem Wasser wurden die dem Angriff desselben ausgesetzten Stellen des so geschütteten Betons so lange durch starkes Segeltuch oder andere Umhüllungen geschützt, bis der Beton genügend erhärtet war, um selbständig widerstehen zu können. Durch diese Ausführungsweise werden zwar die kostspieligen und zeitraubenden Einrichtungen, welche den Beton beim Versenken gegen das Auswaschen schützen sollen, gespart, dagegen kann sie nur gelingen, wenn große Sorgfalt, Geschicklichkeit und Erfahrung der Ausführenden vorliegen[32]).

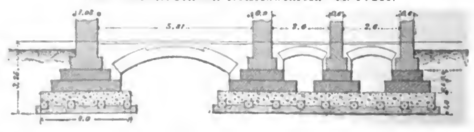
Abb. 65. Betongründung in Säcken. M. 1 : 500.



c) Betonbereitung unter Wasser. In anderer Weise hat derselbe Ingenieur KINIPPLE die Auswaschung des Betons und die damit verbundene Schlammbildung bei Herstellung eines Betonbettes unter Wasser vermieden, indem er, statt den fertig gemischten Beton zu versenken, nur die im richtigen Verhältnis gemischten Schotter-, Kies- und Sandbestandteile des Betons in die Baugrube brachte und den Zement, wie bei der im § 2, S. 6 besprochenen Bodenverbesserung in flüssigem Zustande durch Röhren zuführte. Setzt man die Röhren in passenden Abständen und Tiefen ein, und wird der Zement möglichst ununterbrochen eingeführt, so dringt er unter dem Druck der auf ihm ruhenden flüssigen Zementsäule in die Kies- und Sandschüttung ein und verwandelt diese in einen festen Beton[33]).

4. Betonbett mit Holz- und Eisenschwellrost[34]). Als tragende und ausgleichende Schicht ist der Beton auch bei der Ausführung liegender Roste über den Schwellhölzern und Bohlen zur Anwendung gekommen, indem, wie Abb. 66 zeigt, unmittelbar auf den Rost eine etwa 85 cm hohe Betonschicht aufgebracht wurde.

Abb. 66. Betonbett mit Holzschwellrost. M. 1 : 200.



[31]) S. »Ann. des ponts et chaussées« 1898, I, S. 448, und »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, 4. Aufl., I. Teil, Bd. III, Kap. I, S. 146 u. 187.

[32]) Näheres s. L. v. WILLMANN, Grundbau, »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, 4. Aufl. 1906, I. Teil, Bd. III, Kap. I, S. 187 u. 188.

[33]) Daselbst S. 189.

[34]) Daselbst S. 199.

Um an der Höhe der Betonschicht zu sparen und gleichzeitig den in ihr auftretenden Biegungsspannungen zu begegnen, hat man ferner Eisenträger in den Beton eingebettet, woraus schließlich der »Eisenschwellrost« entstanden ist, bei welchem mehrere Kreuzlagen von Eisenträgern übereinander liegen. Dieser hat gegenüber dem Holzschwellrost den Vorteil, daß er sowohl im Wasser als auch im Trockenen angewendet werden kann, also unabhängig vom Wasserstand in der Baugrube ist.

Die Anwendung des Eisenschwellrostes empfiehlt sich zu Gründungen namentlich da, wo bei mangelnder Gleichmäßigkeit des Untergrundes eine wirksame Ausgleichung des Fundamentdrucks zu erstreben ist; ferner bei Betonbetten, die zeitweise einen starken Druck durch den Wasserauftrieb auszuhalten haben, wie in Schleusenböden, offenen Baugruben nach ihrer Trockenlegung usw. In Amerika hat man ausgiebigen Gebrauch von Eiseneinlagen in Betonbetten bei Gründung der hohen Häuser, namentlich zur Unterstützung der Säulenreihen in den Zwischenwänden, gemacht, wovon Abb. 67 ein Beispiel zeigt.

Abb. 67. Eisenschwellrost.

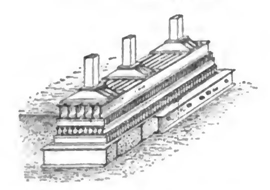
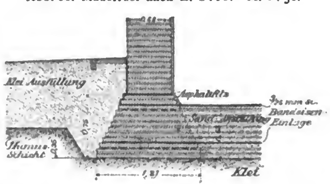


Abb. 68. Mauerrost nach E. OTTO. M. 1 : 50.



Eine Abart des Eisenschwellrostes ist der von E. OTTO zur Anwendung gebrachte »Mauerrost« (s. Abb. 68), bei welchem das Grundmauerwerk durch Bandeiseneinlagen versteift und verankert wurde.

Die Verbindung des Betonbettes mit dem Pfahlrost wird mit letzterem im § 9 unter 7 besprochen. Erwähnt mag nur werden, daß auch hierbei Eiseneinlagen im Betonbett benutzt worden sind, namentlich da, wo eigentlich fester Boden nicht zu erreichen war.

B. Fundamentabsenkung und Tiefgründung.

Die Tiefgründung wird notwendig:

1. wo fester Baugrund unter nachgiebigen Schichten in größerer Tiefe liegt, aber noch durch Absenken von Pfählen oder einzelnen Pfeilern erreicht werden kann, auf welche die Last des Bauwerks zu übertragen ist;

2. wo fester Baugrund nicht zu erreichen ist, aber die Bodenschichten durch das Hinabführen von Pfählen oder Pfeilern so verdichtet werden, oder an den Fundamentkörpern eine derartige Reibung bewirken, daß genügender Widerstand gegen das tiefere Einsinken unter der Last des Bauwerks entsteht;

3. wo der Baugrund in den oberen Schichten zwar eine gewisse Tragfähigkeit zeigt, aber namentlich in fließendem Wasser leicht beweglich ist (z. B. feiner Sand), und man deshalb die Last des Bauwerks, um Unterspülungen zu verhindern und etwaige Auswaschungen unschädlich zu machen, auf tiefer liegende Schichten übertragen muß.

Diesen Anforderungen sucht man zu entsprechen[35]:

a) bei Vorhandensein von Wasser: durch die Anwendung des Pfahlrostes, der Schraubenpfähle oder der Druckluftgründung;

b) gleichgültig, ob Wasser vorhanden ist oder nicht: durch Anwendung der Brunnen-, Röhren- oder Kastengründungen.

§ 9. Der Holzpfahlrost. Der Holzpfahlrost, wohl die älteste Tiefgründung, besteht aus eingerammten Rostpfählen, die einen dem Schwellrost ähnlichen Balkenrost tragen, auf welchem das Grundmauerwerk errichtet wird. Neben einer Verdichtung des Bodens und teils infolge einer solchen, wird durch die am Umfange der Pfähle wirkende Reibung der Druck auf eine große Tiefe verteilt und schon dadurch dem Ausweichen der Pfähle unter der Last des Bauwerks ein bedeutender Widerstand entgegengestellt, selbst wenn der feste Baugrund von den Pfählen nicht erreicht und auf diesen die Last nicht übertragen wird.

Jeder Holzpfahlrost muß so tief angeordnet werden, daß sämtliches Holzwerk beständig unter dem niedrigsten Wasserstande bleibt. Erhebt sich dabei der Pfahlrost nur wenig über die Baugruben- oder Flußsohle (s. Abb. 96 bis 99 u. 101), so wird er tiefer oder tiefliegender Pfahlrost genannt im Gegensatz zum hohen oder hochliegenden Pfahlrost (s. Abb. 102), den man, wenn die Höhenlage des Niedrigwassers es gestattet, der Kostenersparnis wegen höher anordnet und durch Steinschüttungen, Faschinen oder Schrägpfähle sichert. Die zu ersteren verwendeten Pfähle werden Grundpfähle, die den letzteren bildenden Langpfähle genannt.

In neuerer Zeit werden, namentlich wo stark wechselnder Wasserstand die Anwendung von Holzpfählen verbietet, vielfach Beton- und Eisenbetonpfähle zur Pfahlrostbildung verwendet, deren Herstellung und Anwendung im § 10 erörtert wird.

1. **Die Rostpfähle für den Holzpfahlrost** werden aus gerade gewachsenem, astfreien, gesunden Holz hergestellt, indem der Stamm von der Rinde entblößt und am unteren Ende drei- oder vierseitig mit abgestumpfter Spitze zugespitzt wird.

a) Als Holzarten sind Kiefern-, Buchen- und Ellernholz zu bevorzugen, während Tannen- und Fichtenholz namentlich dem Kiefernholz nachstehen. Eichenholz wird nur bei solchen Langpfählen verwendet, die abwechselnd der Einwirkung des Wassers und der Luft ausgesetzt sind. Während bei sonstigen Zimmerarbeiten trockenes Holz bevorzugt wird, gebraucht man zu den Rostpfählen gern Holz, das erst vor kurzem gefällt wurde, also noch feucht ist, weil es sich beim Einrammen weniger leicht spaltet als trockenes, sprödes Holz. Ist nur solches zur Verfügung, so legt man es sogar vor der Verwendung einige Zeit ins Wasser.

b) Das Zuspitzen und die Beschuhung der Rostpfähle erfolgt, um in festerem Boden das Eindringen der Pfähle unter der Ramme zu ermöglichen. Dabei ist darauf zu achten, daß die Spitze in der Achse des Pfahles liegt, da er sich sonst leicht beim Rammen schief zieht. Die dreiseitige Spitze verhindert besser das Drehen des Pfahles, während die vierkantige (s. Abb. 69) in festerem Boden das Eindringen erleichtert.

Je fester der Boden, desto weniger schlank dürfen die Spitzen geschnitten sein: als mittleres Maß für die Zuspitzung kann der $1\frac{1}{2}$- bis 2fache Pfahldurchmesser gelten.

Bei festerem, namentlich steinigem Boden wendet man allgemein Pfahlschuhe an. Einen solchen von Defontaine angewandten zeigt Abb. 70, welcher aus einer um vier schmiedeeiserne Bänder gegossenen Eisenspitze besteht. Statt dessen können die Bänder

[35] Vgl. auch Tabelle I, S. 9.

auch an die Gußeisenspitze angenietet werden (s. Abb. 71). Auch als Hohlkegel aus Gußeisen oder aus starkem Eisenblech mit angeschweißter voller Gußeisenspitze sind Pfahlschuhe hergestellt worden. Damit kein Abreißen oder Abscheren der Spitze erfolgt, ist es von Wichtigkeit, daß der Schuh gut befestigt ist und der Pfahl mit einer breit abgestumpften Spitze auf dem inneren Kern aufsitzt.

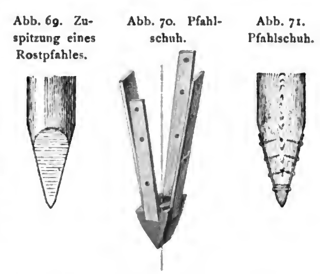


Abb. 69. Zuspitzung eines Rostpfahles. Abb. 70. Pfahlschuh. Abb. 71. Pfahlschuh.

c) Der Pfahlkopf muß, um unter den Schlägen des Rammbären nicht zu zersplittern, mit einem geschmiedeten Pfahlring von etwa 25 mm Stärke und 60 mm Höhe umgeben werden, der nach Abschneiden und Abrunden des Pfahlkopfes am besten warm aufgetrieben wird. Tritt nach längerem Rammen ein Aufstauchen des Pfahlkopfes ein, wobei das Holz schwammig und bürstenartig wird und dadurch die Wucht der Rammschläge abschwächt, so muß der zerstörte Teil abgeschnitten und ein neuer Kopf angearbeitet werden.

d) Die Länge der Pfähle ergibt sich bei vorhandenem festen Untergrund, auf welchen die Last des Bauwerks übertragen werden soll, aus dessen Tiefenlage unter der Rostoberfläche mit einem Zuschlage für die während des Rammens abzuschneidenden und für den Zapfen anzuschneidenden Teile. Bei Langpfählen ist zu berücksichtigen, daß sie mindestens so tief eingerammt werden müssen, als sie über den Boden hinausragen. Ferner ist zu beachten, daß die Tiefe der festen Bodenschicht innerhalb des Bauplatzes sich ändern kann, was durch Bohrungen (s. Kap. I im I. Bande, § 2, S. 4) oder durch Probepfähle zu ermitteln ist. Im Zweifelsfalle wird man die Pfähle eher etwas zu lang als zu kurz machen, da man das Verlängern durch Aufpfropfung (s. unten unter e) möglichst vermeidet.

Ist kein fester Baugrund mit den Pfählen zu erreichen und der Boden unelastisch (z. B. Triebsand), so wird die Tiefe, bis zu welcher die Pfähle einzuschlagen sind, am besten durch Probepfähle (s. unten unter 3, S. 38) ermittelt. Ist dagegen der Boden elastisch (z. B. weicher Ton), so ist die Ermittelung der erforderlichen Pfahllänge schwierig, da, solange der Boden noch nicht durch andere Pfähle verdichtet ist, Probepfähle in große Tiefen sich leicht eintreiben lassen, während nach Verdichtung des Bodens durch benachbarte Pfähle ein Eintreiben von Pfählen kaum mehr möglich ist, und vielfach sogar die benachbarten Pfähle sich dabei herausheben. Andererseits kann bei einem solchen Boden, nach seiner Verdichtung mittels Pfählen, mit der Zeit eine Ausgleichung des Drucks und damit eine Lockerung der Pfähle eintreten, dem allerdings bis zu einem gewissen Grade durch eine Umschließung der Baugrube mittels einer Spundwand entgegengewirkt werden kann. Bei derart elastischem Boden ist also große Vorsicht, genaue Prüfung der vorliegenden Verhältnisse und Beachtung der in ähnlichen Fällen gemachten Erfahrungen erforderlich.

Die Pfahllänge übersteigt selten 12 bis 15 m. Wo längere Pfähle notwendig werden, sucht man, wenn die Bodenart es gestattet, durch dichtere Stellung der Pfähle den Boden stärker zu verdichten und dadurch gleichzeitig die auf jeden Pfahl entfallende Last zu vermindern, oder man wählt eine andere Gründungsart.

e) Das Aufpfropfen der Pfähle soll wenn möglich überhaupt, namentlich aber bei mehreren nebeneinander stehenden Pfählen vermieden werden, da ein solcher gepfropfter Pfahl wesentlich an Tragkraft verliert. Ist das Verlängern nicht zu vermeiden,

so kann die Pfropfung erfolgen, indem beide Hölzer stumpf gegeneinander gestoßen und durch angenagelte eiserne Bänder (s. Abb. 72), oder durch einen mittleren Dorn und umgelegte eiserne Ringe (s. Abb. 73) gegen Verschiebungen gesichert werden. Dabei ist es gut, zwischen die Hirnholzflächen ein dünnes Blech zu legen. Auch die einfache oder die quadrantische Verblattung (s. Abb. 74) mit umgelegten eisernen Bändern wird verwendet. In England ist ein gußeiserner Schuh (s. Abb. 75) für diesen Zweck üblich.

Abb. 72 u. 73. Aufpfropfungen.
Abb. 72. Abb. 73.

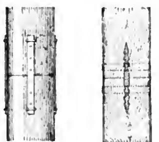


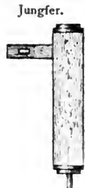
Abb. 74 u. 75. Aufpfropfungen.
Abb. 74. Abb. 75.



f) Die Stärke der Pfähle hängt von ihrer Länge ab. Für Langpfähle empfiehlt PERRONET, bei Längen von 5 bis 6 m eine mittlere Stärke von 27 cm zu geben und für jede Mehrlänge von 1 m etwa 28 mm zuzusetzen, so daß ein Pfahl von 10 m Länge 38 bis 41 cm stark sein müßte. Grundpfähle können schwächer angenommen werden, und zwar genügt nach PERRONET für 3 bis 4 m lange Pfähle ein mittlerer Durchmesser von 24 cm. Für jede Mehrlänge von 1 m wären dann 14 mm zuzusetzen. Ein Grundpfahl von 10 m Länge müßte also 32 bis 34 cm stark sein.

2. Das Eintreiben der Pfähle kann durch Einrammen oder Einspülen erfolgen und geschieht meist mit dem Wipfelende (Zopfende) nach unten. Da der Pfahl in dieser Stellung, nach oben breiter werdend, Kegelform besitzt, ist seine Tragfähigkeit eine größere, auch leidet das stärkere Stammende unter den Schlägen des Rammbären weniger, als dies beim schwächeren Zopfende der Fall wäre. Ausnahmsweise werden die Pfähle in umgekehrter Stellung, also mit dem Stammende nach unten, eingetrieben, wenn man einen größeren Widerstand gegen Auftrieb, namentlich in tonigem Boden, erreichen will.

Abb. 76.
Aufsetzer oder Jungfer.



a) Das Einrammen der Pfähle erfolgt vom Boden der Baugrube, wenn diese trocken gelegt wird, sonst von festen oder schwimmenden Gerüsten aus. Als letztere werden einzelne sowie durch Balken zusammengekuppelte Kähne oder Flöße verwendet. Um hohe Gerüste zu vermeiden, werden zum Eintreiben von Langpfählen die Rammen oft auf Böcke gestellt, und diese auch wohl mit Rädern oder Rollen versehen. Andererseits müssen zum Eintreiben von Grundpfählen die Rammen möglichst tief gestellt werden, um die Benutzung von Aufsetzern (Jungfern) zu vermeiden, die aus aufzusetzenden Klötzen (s. Abb. 76)[36]) bestehen und den Nutzeffekt des Rammens stets beeinträchtigen. In tiefen, engen Baugruben bedient man sich daher auch mit Vorteil der Tieframmen (s. Abb. 77), bei denen die »Läuferruten« bis auf die Sohle der Baugrube abgesenkt werden können, während die »Rammstube« auf Bodenhöhe liegt.

Bei umfangreicheren Rammarbeiten ist ein Pfahlriß erforderlich, aus welchem die Stellung und Nummer der einzelnen Pfähle hervorgeht. Außerdem muß ein Rammverzeichnis geführt werden, in welchem: die Art der Ramme, die Nummer jedes Pfahles, seine ganze Länge, die Länge im Boden, seine mittlere Stärke, das Gewicht und die Fallhöhe des Rammbären, das Maß des Eindringens während der letzten Hitzen (s. unten unter 3) oder Schläge, die Zahl der Arbeiter und der Tag des Einrammens vermerkt werden.

[36] Die Abb. 76 bis 90 sind dem »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, 2. Aufl., Bd. IV, Kap. III: Rammen und zugehörige Hilfsmaschinen, bearbeitet von Bauinspektor R. GRAEPEL, entnommen.

Als »Rammvorrichtungen« kommen in Betracht: Handrammen, Zugrammen, Kunstrammen (durch Menschen- oder Elementarkraft betrieben), Dampframmen, Druckluft- und Pulverrammen.

α) *Die Handrammen*, aus einem Rammklotz mit Handgriffen (s. Abb. 78) bestehend, finden im Grundbau nur selten Verwendung, da der Nutzeffekt, selbst der »viermännigen« Ramme, bei der geringen Hubhöhe von 0,6 bis 0,9 m und einem Höchstgewicht von 60 kg, wobei schon 15 kg auf einen Arbeiter kommen, nur ein geringer ist. Auch sind geschickte, kräftige Arbeiter erforderlich. Etwa nach 30 Schlägen muß eine Ruhepause

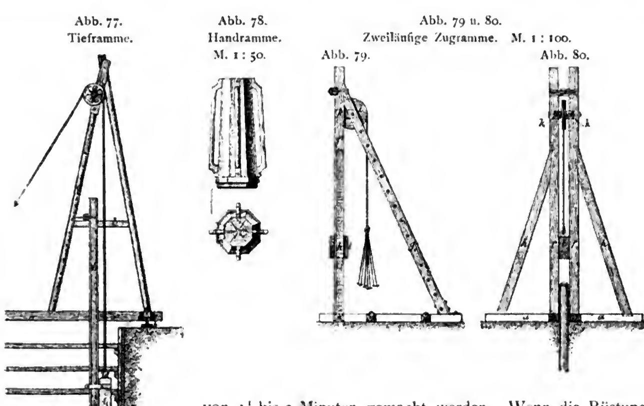


Abb. 77. Tieframme. — Abb. 78. Handramme. M. 1 : 50. — Abb. 79 u. 80. Zweiläufige Zugramme. M. 1 : 100.

von $1\frac{1}{2}$ bis 2 Minuten gemacht werden. Wenn die Rüstung, auf welcher die Arbeiter stehen, mit dem Pfahl selbst verbunden wird, so daß das Gewicht der Arbeiter mit zur Wirkung kommt, kann sich der Nutzeffekt der Handramme etwas vergrößern.

β) *Die Zug- oder Lauframme* (s. Abb. 79 u. 80) besteht aus einem in der Ebene des Rammbodens (Rammstube) liegenden, vier- oder dreieckigen Schwellwerk, auf welchem die Laufruten *f* mit ihren Streben *g* und *h* eingezapft sind. Mit dreieckigem Schwellwerk versehene Rammen, Winkelrammen genannt, dienen zum Rammen in den Ecken der Baugrube. Durch die Laufruten geführt, bewegt sich der aus Eichenholz oder Gußeisen hergestellte, 200 bis höchstens 600 kg schwere Rammbär (Rammklotz, Fallblock) entweder doppelläufig wie in Abb. 80, mit Federn beidseitig in Nuten eingreifend, oder einläufig wie in Abb. 77, die Laufrute mit Klammern umfassend, auf und nieder und wird mittels eines über die Rolle *i* (Rammscheibe genannt) führenden Seiles an Knebeln durch Arbeiter hochgezogen und dann auf den unten eingesetzten Pfahl fallen gelassen. Dies geschieht ununterbrochen etwa 20- bis 30mal hintereinander, und diese aufeinander folgende Anzahl von Schlägen wird eine Hitze genannt, auf welche stets eine Ruhepause von 2 bis 3 Min. folgt.

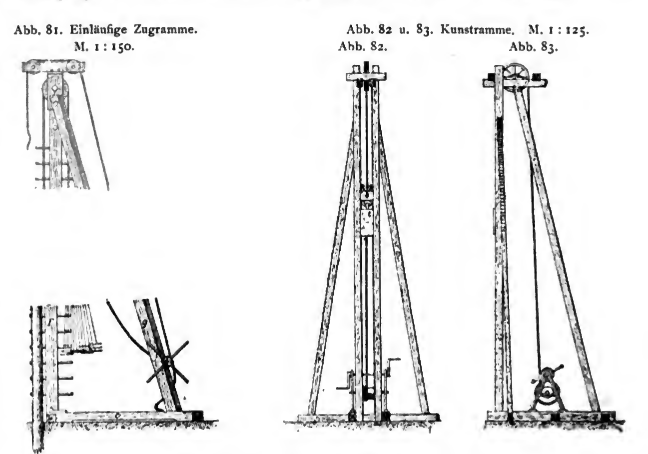
Bei der zweiläufigen Zugramme wird der Pfahl zwischen die Laufruten gebracht und mit Hilfe eines umgeschlungenen Seiles von ihnen in seiner Lage gehalten. Bei

der einläufigen Zugramme (s. Abb. 81) befindet sich oben auf der Laufrute ein wagerechtes Holz, der sog. Trietzkopf, der zur Erleichterung des Vorsetzens der Pfähle dient, indem mittels eines über dort befindliche Rollen zu einem unten angebrachten Haspel laufenden Seiles der Pfahl aufgerichtet und dann an die Läuferrute durch ein umgeschlungenes Seil befestigt wird, das dem Eindringen des Pfahles entsprechend immer tiefer rückt.

Die Hubhöhe der Zugramme ist keine bedeutende, gewöhnlich beträgt sie, der Armbewegung mittelgroßer Arbeiter entsprechend, nur 1,2, höchstens 1,6 m bei größerer Anstrengung der Arbeiter. Auf je 100 kg Bärgewicht rechnet man 6 Mann.

Abb. 81. Einläufige Zugramme. M. 1 : 150.

Abb. 82 u. 83. Kunstramme. M. 1 : 125.
Abb. 82. Abb. 83.



Auch durch Elementarkräfte kann die Zugramme betrieben werden, wie dies bei der atmosphärischen Ramme von Clarke und Varley und bei den Dampframmen von Keszler und Schwartzkopf geschieht[37]).

γ) *Die Kunstrammen* unterscheiden sich von den Zugrammen dadurch, daß der an einer Kette oder einem Seil mittels einer Winde hochgezogene Rammbär in einer gewissen einzustellenden Höhenlage selbsttätig von der Kette gelöst wird, so daß er frei, nur durch die Läuferrute geführt, herabfallen kann. Dadurch kann die Hubhöhe bedeutend vergrößert werden, aber die Aufeinanderfolge der Schläge wird eine wesentlich geringere, und weil die Wirkung des einzelnen Schlages eine kräftigere ist, kann die Kunstramme nur bei stärkeren Pfählen zur Anwendung kommen. Das Rammgerüst kann in derselben Weise hergestellt werden wie bei der Zugramme und besitzt dieselben Teile (s. Abb. 82 u. 83).

Die Lösung und Wiederherstellung der Verbindung der Windekette mit dem Rammbären erfolgt durch den sog. Schnepper oder die Katze, ein mit Gegenarm versehener

[37]) S. »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, 4. Aufl., I. Teil, Bd. III, Kap. I, S. 70ff., und 2. Aufl., Bd. IV, Kap. III, S. 251 u. 279.

Hebel oder ein scherenartiger Doppelhaken (s. Abb. 84), welcher in der gewünschten Fallhöhe an einen Dorn anstößt, bzw. durch eine Verengung der Läuferrinne zusammengedrückt wird und den Rammbär freigibt. Ist der Rammbär niedergefallen, so wird der Schnepper nachgesenkt und erfaßt ihn wieder, um ihn von neuem hinaufzuziehen. Die zum Hinaufziehen des Rammbären dienende Winde kann von Hand, gewöhnlich durch 4 Mann, oder durch Dampf, Wasserdruck oder Elektrizität betrieben werden. Das Gewicht des Rammbären wird hier gewöhnlich zu 600—1000 kg, die Hubhöhe bis zu 7 m angenommen. Dabei pflegt man die Hubhöhe im Anfang der Pfahleinsenkung etwas geringer zu bemessen und allmählich zunehmen zu lassen.

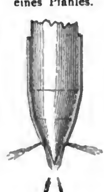
Abb. 84. Schnepper (Scherenschnepper). M. 1 : 50.



δ) *Die Wippramme* ist eine Abart der Kunstramme; sie besteht aus einem ungleicharmigen Hebel, dessen zu seiner Lagerung erforderliches Rahmwerk an dem einzurammenden Pfahl selbst befestigt ist. Während die Arbeiter an dem einen Ende des Hebels an Knebeln ziehen, hebt das andere Ende an einer kurzen, mit einem Schnepper versehenen Kette den zwischen Läuferruten geführten Rammbär in die Höhe. In einer Hubhöhe von etwa 1,6 m angelangt, wird der Schnepper gelöst, und der Rammbär fällt auf den Pfahlkopf hinab. In der Hebung des Rammbären durch die Zugknebel ist eine gewisse Ähnlichkeit mit der Zugramme vorhanden, jedoch fällt hier die Seilreibung fort, es kann eine größere Hubhöhe erreicht werden und der Pfahl wird in vorteilhafter Weise durch die Rammvorrichtung selbst belastet.

ε) *Die Dampf- und Pulverrammen*, unmittelbar wirkend, haben neben dem Vorteil der rascheren Aufeinanderfolge der Schläge auch den der dauernden Belastung des Pfahles mit dem zur Bewegung des Rammbären dienenden Kolben bzw. Mörser voraus. Bezüglich der Einzelheiten dieser Rammen muß auf das »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, I. Teil, Bd. III, Kap. I, S. 73 ff. und Bd. IV, Kap. III, S. 265 und 282 verwiesen werden.

Abb. 85. Einspülen eines Pfahles.





b) Das Einspülen der Pfähle wird mit Vorteil bei loseren Bodenarten (Sand, Kies oder Schlamm) angewendet, indem an den Außenseiten der Pfähle, bei Spundbohlen auch wohl in den Nuten, eiserne Röhren von 3—6 cm Durchmesser befestigt werden und in diese Druckwasser eingepreßt wird (s. Abb. 85). Dadurch wird der Boden unter den Pfählen und um diese herum derart ausgewaschen und gelockert, daß sie schon durch das Eigengewicht oder durch eine geringe Belastung oder auch durch verhältnismäßig schwache Rammschläge in den Boden eindringen. Schon der Druck einer städtischen Wasserleitung von einer halben Atmosphäre Überdruck kann in manchen Fällen genügen, sonst wird der Wasserdruck durch Handpumpen oder mit durch Dampf getriebene Druckpumpen hergestellt[38]).

3. Die Tragfähigkeit eingerammter Pfähle. Reichen die Pfähle bis in den festen Untergrund, so daß sie die Last des Bauwerks unmittelbar auf diesen übertragen, so können sie, je nach der Beschaffenheit der oberen Schichten, entweder einfach auf Druck oder auf Knicken berechnet werden. Als äußerste Grenze kann für einen solchen Pfahl von 25 bis 35 cm mittlerem Durchmesser eine Belastung von 20 bis 40 t angesehen werden. Bei Langpfählen ist stets der über den Erdboden hinausragend verbleibende Teil auf Knicken zu berechnen.

Wird der feste Untergrund von den Pfählen nicht erreicht, so kann ihre Tragfähigkeit,

[38]) Ausführlicheres s. in L. v. Willmann, Grundbau, »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, 4. Aufl. 1906, I. Teil, Bd. III, Kap. I, S. 62.

besonders im Lehmboden, mit dem Feuchtigkeitsgehalt der Schichten, in denen die Pfähle stecken, sich erheblich ändern. Ist anzunehmen, daß die Schichten ziemlich unverändert bleiben, so kann das Maß des Eindringens der Pfähle unter den letzten Schlägen des Rammbären dazu dienen, angenähert die Tragfähigkeit zu bestimmen. Von den vielen hierfür aufgestellten Formeln[39] hat diejenige von Brix die einfachste Gestalt und lautet:

$$K = \frac{h \cdot P^2 \cdot Q}{e\,(P+Q)^2}. \qquad (8)$$

Hierin bedeutet K die rechnungsmäßig vom Pfahle zu tragende Last, also seine Tragkraft (vgl. § 1, S. 22), P das Gewicht des Rammbären und Q das Gewicht des Pfahles in kg, h die Fallhöhe des Rammbären in mm und e das Maß, um welches der Pfahl unter dem letzten Schlage eingedrungen ist, ebenfalls in mm.

In dieser Formel sind bis auf e und K die vorkommenden Größen bekannt, bzw. in jedem einzelnen Fall gegeben; e kann beobachtet und dann K berechnet werden. Die volle Tragkraft K des Pfahles wird man jedoch nie ausnutzen, sondern auch hier, wie bei der Bestimmung der Tragfähigkeit des Bodens (s. § 1), nur einen Bruchteil der Tragkraft des Pfahles als zulässige Belastung ansehen können. Somit erhält man, wie dort

$$L = n \cdot K \qquad (9)$$

als zulässige Belastung des Pfahles, wobei in der Regel $n = \frac{1}{4}$ gesetzt wird.

Diese auf rechnerischem Weg ermittelten Belastungswerte sind namentlich bei Ton- und Lehmboden mit Vorsicht aufzunehmen und mit Erfahrungsergebnissen zu vergleichen. Liegen solche nicht vor, so ist es geraten, Probepfähle einzuschlagen und mit diesen Belastungsversuche vorzunehmen. In der Regel werden, außer einzelnen Pfählen, vier in die Ecken eines Rechtecks von etwa 0,7 auf 1,2 m gestellte Pfähle mit einem Boden abgedeckt, auf welchem die Belastung in Form von Steinen oder alten Eisenbahnschienen usw. aufgebracht und gleichmäßig auf die vier Pfähle übertragen wird, bis ein Einsinken der Pfähle zu beobachten ist[40].

Abb. 86. Wuchtebaum zum Ausziehen von Pfählen. M. 1 : 300.

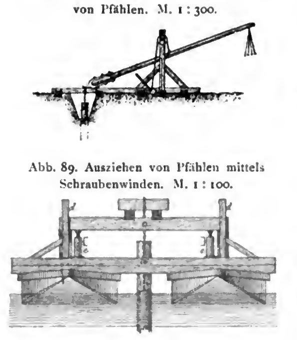


Abb. 89. Ausziehen von Pfählen mittels Schraubenwinden. M. 1 : 100.

Abb. 87. Greifzange. M. 1 : 75.



Abb. 88. Greifring. M. 1 : 50.

4. Das Ausziehen und Abschneiden der Pfähle ist für die endgültige Herstellung der Pfahlroste von Wichtigkeit, ebenso wie das Anschneiden der Zapfen.

a) Das Ausziehen kommt bei Pfählen vor, die zu vorübergehenden Zwecken benutzt wurden oder eine fehlerhafte Stellung erhalten haben, teilweise zerstört sind usw. und daher wieder entfernt werden müssen. Man verwendet hierzu:

α) *den Wuchtebaum*, einen Hebel (s. Abb. 86), der an dem einen Ende mit einer kurzen Kette mittels einer Greifzange (s. Abb. 87) oder eines Greifringes (s. Abb. 88) den Pfahl packt und am anderen Ende von den Arbeitern niedergezogen wird;

[39] Vgl. »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, 4. Aufl., I. Teil, Bd. III, Kap. I, S. 80.

[40] Die Beschreibung eines Beispieles findet sich daselbst S. 91.

β) *Winden- und Schraubenvorrichtungen, auch hydraulische Pressen*, die von festen Gerüsten oder von zwei Schiffen aus in der in Abb. 89 angedeuteten Weise zur Anwendung kommen;

γ) *die Hebung durch Wasserauftrieb*, die bei ähnlicher Anordnung der Schiffe zur Anwendung kommt, indem man diese durch Ballast oder durch Einlassen von Wasser möglichst tief absenkt, den Pfahl an die über beide Schiffe gestreckten Querbalken befestigt und dann die Belastung entfernt, bzw. das Wasser auspumpt. Im Flutgebiet befestigt man auch wohl bei Ebbe den Pfahl an den Querbalken, worauf bei steigender Flut die Schiffe gehoben werden und dabei den Pfahl ausziehen;

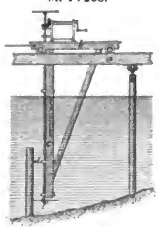
δ) *Sprengmittel*, die sich zum Entfernen von Pfählen und Pfahlstümpfen namentlich da eignen, wo keine Beschädigung in der Nähe stehender Gebäude zu befürchten ist.

b) Das Abschneiden kommt bisweilen bei vorübergehend notwendig gewesenen Pfählen vor, wenn die örtlichen Verhältnisse ein Ausziehen oder sonstiges Entfernen unmöglich machen. Bei bleibenden Pfahlrostpfählen dagegen wird stets ein Abschneiden und vielfach ein Anschneiden eines Zapfens unter Wasser erforderlich. Je nachdem diese Arbeit bei sehr niedrigem oder hohem Wasserstand auszuführen ist, erfordert sie niedrige oder hohe, bzw. schwimmende Gerüste und verschiedenartige Sägen, die man Grundsägen nennt. Als solche können dienen:

α) *die gerade Säge* als Gattersäge, die aus einem lotrecht stehenden Gatter besteht, an welchem unten ein Sägeblatt mit großen Zähnen und starker Schränkung eingespannt ist, und das auf Rollen auf dem hierzu erforderlichen festen Gerüst hin und her bewegt wird;

β) *die Pendelsäge*, bei welcher das Sägeblatt in einem dreieckigen Rahmen eingespannt ist, der, pendelartig aufgehängt, mittels Leitstangen, Zugseilen oder Ketten hin und her bewegt wird; da der Schnitt hier kein ganz gerader werden kann, so dient die Pendelsäge mehr zum Abschneiden überflüssiger Pfähle, als zur Zurichtung von Pfahlrostpfählen für die Aufnahme des Rostes;

Abb. 90. Kreissäge zum Abschneiden von Pfählen. M. 1 : 200.



γ) *die Kreissäge*, bei welcher das Kreissägeblatt an einer lotrecht stehenden, in einem ins Wasser reichenden Gestell gelagerten Welle befestigt ist (s. Abb. 90) und durch eine Kurbel mit Zahnradübersetzung in Umdrehung versetzt wird. In ähnlicher Weise kommt auch die Kreissegmentsäge zur Verwendung;

δ) *Bandsägen*, die um 2 an einem Rahmwerk befestigte Rollen gelegt und an ihren Enden mit einem über Wasser stehenden gleicharmigen Doppelhebel verbunden werden, so daß durch dessen Auf- und Niederbewegung der zwischen den Rollen befindliche Teil der Bandsäge hin und her geführt wird. Hierbei läßt sich ein sehr gerader Schnitt, namentlich zum Anschneiden von Zapfen, erzielen. Bezüglich der Einzelheiten obiger Sägen muß auf das Handb. d. Ing.-Wissensch., 2. Aufl., Bd. IV, Kap. III, S. 303 verwiesen werden.

5. **Der tiefliegende Pfahlrost** besteht aus 20 bis 30 cm starken Pfählen, die, in einzelnen 0,7 bis 1,2 m voneinander abstehenden Reihen eingerammt, durch aufgezapfte Holme (Rostschwellen, Grundschwellen) von mindestens 25 cm Stärke miteinander verbunden werden. Über diesen Holmen, und zwar mit ihnen verkämmt, werden die Zangen oder Querschwellen, von 15/17 bis 15/20 cm Stärke, angeordnet, mit denen gleichlaufend der 8—10 cm starke Bohlenbelag zwischen ihnen auf den Rostschwellen aufgenagelt wird. Übrigens kommen, ähnlich wie beim Schwellrost (s. § 2, S. 22), sehr

verschiedene Anordnungen des Rostes selbst vor[41]). Stöße der Rostschwellen oder Holme müssen stets über einem Pfahl liegen und in den Reihen abwechseln. In den Pfahlreihen selbst können die Pfähle 0,9 bis 1,5 m voneinander entfernt gerammt werden. Gewöhnlich sind die Reihen vollständig gleichlaufend (s. Abb. 91 u. 92), seltener gegen-

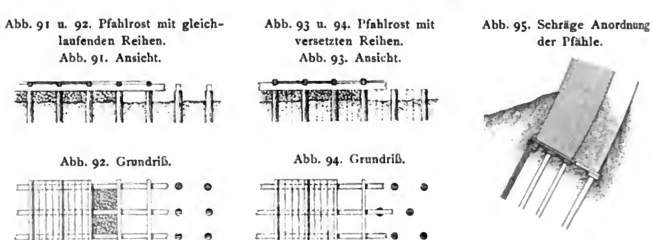


Abb. 91 u. 92. Pfahlrost mit gleichlaufenden Reihen. Abb. 91. Ansicht. Abb. 92. Grundriß.

Abb. 93 u. 94. Pfahlrost mit versetzten Reihen. Abb. 93. Ansicht. Abb. 94. Grundriß.

Abb. 95. Schräge Anordnung der Pfähle.

einander versetzt (s. Abb. 93 u. 94) angeordnet. Die Richtung, in welcher die Rostpfähle eingerammt werden, muß möglichst der Druckrichtung der zu stützenden Last entsprechen. Bei Widerlagern, Futtermauern usw. ist es daher empfehlenswert, die Pfähle

Abb. 96 u. 97. Pfahlrost eines Wohngebäudes. Abb. 96. Schnitt nach *ab*.

Abb. 97. Grundriß.

Abb. 98 u. 99. Pfahlrost eines Brückenpfeilers. M. 1 : 200. Abb. 98. Schnitt nach *ab*.

Abb. 99. Grundriß.

schräg einzurammen (s. Abb. 95)[42]) und auch den Rostbelag geneigt anzuordnen. Der Raum unter dem Bohlenbelag wird mit Steinen oder Sand ausgestampft, mit Ton ausgeschlagen oder ausgemauert.

Der Grundriß des Pfahlrostes richtet sich nach der Form des aufzumauernden Grundmauerwerks. Bei rechteckigen Grundrißformen gestaltet sich die Anordnung des Rostes

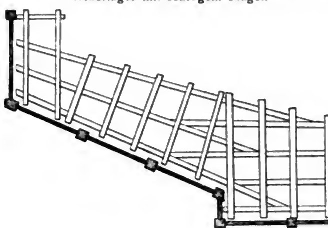
---

[41]) Vgl. »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, 4. Aufl., I. Teil, Bd. III, Kap. I, § 35 unter 2.

[42]) Die Abb. 95, 98 bis 100, 102, 121 bis 129, sowie 132 bis 139 sind dem »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, 3. Aufl., Bd. I, Kap. VI: Der Grundbau, bearbeitet von Prof. L. v. Willmann, entnommen.

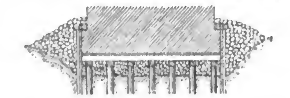
am einfachsten, wie dies die Abb. 96 und 97 für ein Wohngebäude zeigen. Auch die Endigung in einer abgestumpften Spitze, wie bei Abb. 99, läßt eine einfache Durchführung der Grundschwellen und Zangen zu, während der in Abb. 100 dargestellte Rost eines Widerlagers mit schrägem Flügel ein Zusammenschieben und gegenseitiges Verzapfen der Rostschwellen notwendig macht, wobei auch die Zangen eine verschieden gerichtete Lage erhalten.

Abb. 100. Grundrißanordnung eines Pfahlrostes für ein Widerlager mit schrägem Flügel.



Zur Sicherung gegen Auswaschungen und Unterspülungen wird meist eine Um-

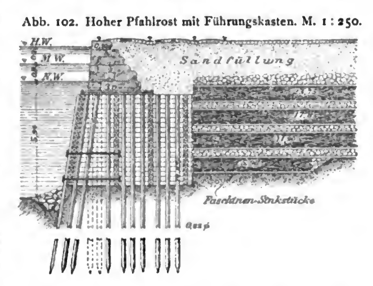
Abb. 101. Pfahlrost mit Spundwandumschließung.



schüttung von Steinen (s. Abb. 98) angewendet. Sicherer ist es, namentlich gegen seitliche Bewegungen, sowie zur Abschließung tieferer Wasseradern, den ganzen Pfahlrost mit einer Spundwand zu umgeben (s. Abb. 100 u. 101). Auch kann eine solche Spundwand während der Rammarbeiten als Fangdamm dienen und erst später in der erforderlichen Höhe abgeschnitten werden.

6. Der hochliegende oder hohe Pfahlrost, der in der Regel bis nahe unter die Niedrigwasserhöhe reicht (s. Abb. 102), wird weniger für Brückenpfeiler und Hochbauten, als namentlich für Kaimauern und Molen verwendet. Durch das höhere Hinaufragen der Pfähle verringert sich beim hohen Pfahlrost in diesem Fall die erforderliche Mauermasse erheblich, so daß also die vom Pfahlrost zu tragende Last kleiner wird, als dies beim tiefliegenden Pfahlrost der Fall wäre. Bei ihrer meist erheblich über den festen Boden hinausragenden Stellung werden die Pfähle aber nicht allein auf Knicken beansprucht und sind daher in diesem Sinne zu berechnen, sondern sie müssen außer durch den Rostbelag auch noch durch besondere Mittel in ihrer Stellung gesichert und befestigt werden. Dies kann erfolgen:

Abb. 102. Hoher Pfahlrost mit Führungskasten. M. 1 : 250.



a) durch ein vorheriges Dichten etwa vorhandenen Moorbodens durch Sandschüttungen, sowie durch eine später herzustellende, die Pfahlköpfe zusammenhaltende Betondecke;

b) durch Steinschüttungen, die zwischen die Pfähle nach dem Einrammen gemacht werden können, wenn der Untergrund nicht zu schlammig und nachgiebig ist;

c) durch Faschinen, die namentlich bei sehr schlickhaltigem Untergrunde vor dem Einrammen versenkt, und durch welche hindurch die Pfähle eingerammt werden;

d) durch Schrägpfähle und durch besondere nach hinten in das feste Erdreich reichende, oder an feste Stützen angreifende Verankerungen;

e) durch rahmenartige, hölzerne Führungskasten (Steinkisten), welche durch Belastung mit Steinen versenkt werden und zur Aufnahme und zur sicheren Führung der einzurammenden Pfähle dienen, denen sie später einen vortrefflichen Halt geben.

Beispiele für Anordungen zu a—d finden sich im Handb. d. Ing.-Wissensch., 4. Aufl., I. Teil, Bd. III, Kap. I, § 35 unter 3. Ein Beispiel zu e) bietet die in Abb. 102 dargestellte Gründung der Ufermauer im Vorhafen zu Gothenburg, bei welcher außerdem Schrägpfähle, eine kräftige Verankerung mit den Kasten-Blockwänden, sowie Hinterpackungen mit Faschinen verwendet wurden.

7. **Der Holzpfahlrost mit Betondecke oder das Betonbett mit Grundpfählen.** Die schon im § 8, S. 27 erwähnte Verbindung der Betongründung mit dem Pfahlrost hat als Ersatz des hölzernen Rostes vielfach und besonders da Anwendung gefunden, wo die Pfähle zur Verdichtung und damit zur Erhöhung der Tragfähigkeit dienen sollen, oder wo sie bei sonst tragfähigem Baugrund im Notfall, wenn dieser durch fließendes Wasser gefährdet werden sollte, dazu dienen sollen, die Last des Bauwerks auf tiefer liegende Schichten zu übertragen.

Die Ausführung eines solchen Pfahlrostes mit Betonbett unterscheidet sich von der seither betrachteten nur dadurch, daß nach dem Einrammen der Pfähle diese in geringerer Höhe über dem Boden der Baugrube als sonst abgeschnitten werden und statt des Rostbelages der Beton in einer der üblichen Schüttungsweisen eingebracht wird, so daß eine entsprechend starke Betonschicht entsteht, wie dies die Abb. 16, S. 19, sowie 48 u. 49, S. 23, zeigen, bei welch letzteren unter dem Senkkastenboden ein Pfahlrost mit Betonbett angenommen wurde.

Bei der Ausführung der Betonschüttung wurde beim Betonbett mit Grundpfählen die Beobachtung gemacht, daß sich der mittels Trichter geschüttete Beton weniger gut um die Pfahlköpfe herumlegt. Es empfiehlt sich daher, wenigstens die unterste, die Pfahlköpfe umgebende Schicht mittels Kasten oder Säcken (s. § 8 unter 2 b u. 2 c, S. 29) einzubringen. Zur Verstärkung der Betonschicht können auch hier, wie S. 30 beschrieben, Eiseneinlagen verwendet werden.

§ 10. Der Beton- und Eisenbeton-Pfahlrost[43]. Der Übergang von dem im vorigen Paragraphen besprochenen »Holzpfahlrost mit Betonabdeckung« zum »Beton-Pfahlrost« mit Beton- oder Eisenbetonpfählen war gegeben und ermöglicht, nachdem, seit den letzten Jahren des 19. Jahrhunderts, als Ersatz für Holzpfähle, Rostpfähle aus Beton bzw. aus Eisenbeton in zufriedenstellender Weise hergestellt werden konnten, denn durch Abdeckung und geeignete Verbindung solcher Betonpfähle mit einer eisenverstärkten Betonschicht erhielt man einen Grundbau, der nicht allein den Holzpfahlrost ersetzt, sondern in manchen Fällen ihm sogar vorzuziehen ist. Dies wird namentlich da zur Geltung kommen, wo sehr tiefer oder wechselnder Grundwasserstand die Anwendung von Holzpfählen verbietet, oder doch mindestens sehr erschwert (vgl. S. 32). Auch können Betonpfähle inniger als Holzpfähle mit der sie abdeckenden Betonschicht verbunden werden, besitzen rauhere Wandungen und meist einen größeren Querschnitt, so daß sie einem starken Auftriebe sowohl, als auch einer großen Belastung besser Widerstand leisten und an Rammarbeit sparen, da sie unter Umständen nicht so dicht geschlagen zu werden brauchen.

Eine Erschwerung für die allgemeine Anwendung der Beton- und Eisenbeton-Pfähle liegt allerdings darin, daß fast alle Herstellungsverfahren mit ihren kleinen Abweichungen

[43]) Ausführlicher als hier geschehen konnte, ist der Gegenstand behandelt in L. v. Willmann, Grundbau, »Handb. d. Ing.-Wissensch., 4. Aufl. 1906, I. Teil, Bd. III, Kap. I, S. 47—61 und 233—235, dem auch die Abb. 103—120 entnommen sind.

patentamtlich geschützt sind, so daß man bei selbständigem Vorgehen gut tut, von den einschlägigen Patenten Kenntnis zu nehmen, um Patentverletzungen zu vermeiden. Im Nachstehenden sollen die hauptsächlichsten Ausführungsweisen kurz geschildert werden.

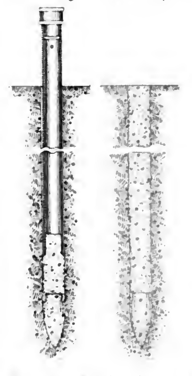
Nach den seitherigen Ausführungen unterscheidet man Beton-Stampfpfähle, die nach Bildung entsprechender Löcher in endgültiger Stellung im Boden hergestellt werden; und Beton-Rammpfähle, die als Rostpfähle oder Spundbohlen in Eisenbeton in besonderen Formen angefertigt und dann in auch sonst üblicher Weise eingerammt oder eingetrieben werden.

1. **Die Beton-Stampfpfähle.** Diesen haben die im § 2 unter 1 b u. 1 c (S. 5) geschilderten Bodenverbesserungen als Vorbild gedient und zwar kann man unterscheiden:

a) Durch Fallbohrer und Stämpfel hergestellte Betonpfähle. Solche wurden beispielsweise für die Gründung des Bahnhofs in Plochingen mit Hilfe kegelförmiger 1500 kg schwerer Rammklötze von 70 cm Durchmesser ausgeführt, indem letztere durch eine zu diesem Zweck von der Firma Menck & Hambrock gelieferte Kunstramme auf eine Höhe von 6 bis 10 m hinaufgehoben und dann frei fallen gelassen wurden. Dadurch war man imstande mit 24 bis 26 Schlägen in dem lehmigen Mergelboden Schächte von 3,8 bis 5 m Tiefe herzustellen, die bis auf den festen Untergrund reichten. Auf die Sohle dieser Schächte wurden Steine geschüttet, die durch einen »Fallstämpfel« von etwas geringerem Durchmesser in den Untergrund eingekeilt wurden, wobei sich eine Sohlenverbreiterung ergab, da die Steine sich auch seitlich in die Schachtwände eindrückten. Endlich wurde der Schacht mit Beton in Schichten von 40 bis 50 cm Höhe ausgestampft.

Abb. 103 u. 104. Herstellung von Beton-Stampf-Pfählen (»Simplex«-Pfähle).

Abb. 103. Abb. 104.



Die Mittenabstände solcher Betonpfeiler können je nach den örtlichen Verhältnissen namentlich je nach der Bodenbeschaffenheit und der zu übertragenden Gebäudelast verschieden angenommen werden. Man hat sie sogar schon so dicht gestellt, daß sich die eingestampften Betonmassen, besonders an den unteren Pfeilerteilen fast berührten.

Die geschilderte Herstellungsweise eignet sich aber nur in dem plastischen Tonmergelboden. Besteht der Boden aus zäher Lette, so steckt sich der Fallstämpfel, namentlich in größerer Tiefe, leicht fest und ist nur mit Mühe herauszuholen. In weichem Boden verschwindet der kegelförmige Fallbohrer sogar gänzlich, indem sich das Loch über ihm schließt. In solchem Boden würden sich auch durch eingerammte und wieder herausgezogene Pfähle hergestellte Löcher wieder schließen. Dies führte zu den unter b geschilderten Ausführungsweisen.

b) Durch Eintreiben und Ausziehen eiserner Röhren hergestellte Betonpfähle. In weichem und sumpfigem Boden wurden von der Cranford Paving Co. in Washington eiserne Röhren, die in einem Falz auf Betonspitzen mit Einlage aus Streckmetall aufruhten, mit diesen eingerammt, worauf das Einstampfen des Betons absatzweise so erfolgte, daß die Betonspitze stecken blieb (s. Abb. 103) und das Rohr um die Höhe der einzubringenden Betonschicht hochgezogen, der Beton eingestampft und so fortgefahren wurde, bis der Schacht ausgestampft war (s. Abb. 104).

Auch Röhren, die eine sich öffnende, einem Alligatorrachen nachgebildete Pfahlspitze, mit ineinandergreifender Zähnung besitzen, wurden von der Simplex Concrete

PILING CO. in Philadelphia in der gleichen Weise benutzt[44]). Beim Einrammen sind die beweglichen, die untere Pfahlspitze bildenden Backen geschlossen, beim Hinaufziehen öffnen sie sich von selbst und gestatten daher das schrittweise Ausstampfen des Rammloches. Hier wird der Verlust der Spitze vermieden.

Den gleichen Vorteil bietet das Verfahren von GUSTAV LOLAT[45]) in Berlin, bei welchem die zum Einrammen nötige Spitze durch Lösung einer besonderen Verbindung mit dem Rohrende, durch das Rohr, vor Ausfüllung des letzteren hinaufgezogen werden kann, während STRAUSZ[46]) gar keine Spitze verwendet, sondern das unten offene eiserne Rohr durch Bohrung bis zur gewünschten Tiefe absenkt, dadurch auch das Rammen vermeidet, und den Beton in vorgeschilderter Weise unter allmählichem Hochziehen des Rohres in Lagen einbringt.

Abb. 105. SIMPLEX-Pfahl mit bleibender Ummantelung.

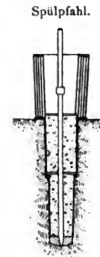


Abb. 106. RAYMOND-Spülpfahl.

Die hier beschriebenen in Amerika »SIMPLEX«-Pfähle genannten Betonpfähle können während des Einstampfens noch durch Eiseneinlagen verstärkt werden, sind aber nur für geringe Tiefen und nicht unter Wasser zu verwenden, während die ummantelten Pfähle eine größere Tiefe, auch durch Wasser hindurch, erreichen lassen.

c) In bleibender Ummantelung hergestellte Pfähle. Auch die »SIMPLEX«-Pfähle können, wie Abb. 105 zeigt, in bleibender Ummantelung hergestellt werden, wenn das auf der Betonspitze aufruhende Rohr noch mit einem äußeren Blechmantel versehen wird, den man nach Erreichung der gewünschten Tiefe hinabschiebt, während das Rammrohr herausgezogen wird, worauf im Schutze des verbleibenden Mantels das Einstampfen des Betons erfolgt. Ist kein Wasser vorhanden, oder soll der Betonpfahl nur bis zur Bettsohle reichen, so kann auch der Schutzmantel nach vollendeter Ausstampfung herausgezogen werden.

Die von der RAYMOND CONCRETE PILE CO. in Chicago hergestellten Mantelpfähle bestehen aus Rohrteilen, die in verschiedener Weise je nach der Bodenbeschaffenheit zusammengesetzt und in den Erdboden eingetrieben werden, um mit Beton bzw. Eisenbeton ausgefüllt den herzustellenden Pfahl zu bilden.

Für sandigen Untergrund bestehen die RAYMOND-Pfähle aus kegelförmig sich verjüngenden, fernrohrartig zusammenhängenden, etwa 2,5 m langen Rohrstücken (s. Abb. 106), von denen das innerste, später unterste, mit einer stumpfen Gußstahlspitze versehen ist, die in einer Durchbohrung ein Wasserrohr von 6 cm Durchmesser aufnimmt, mit dessen Hilfe die aneinander hängenden Rohrteile eins nach dem anderen in den Boden eingespült und gleich mit Beton gefüllt werden. Es ist gelungen einen solchen Pfahl bis zu einer Tiefe von 23 m einzuspülen.

Für wasserhaltigen Lehm- oder Mergelboden, in welchen die Einspülung nicht stattfinden kann, verwendet die RAYMOND CONCRETE PILE CO. zum Eintreiben der fernrohrartig sich auseinanderschiebenden Röhren, einen durch Ineinanderschieben, bzw. durch Auseinanderziehen in seinem Durchmesser veränderlichen eisernen Modellkern von

[44]) Vgl. Beton u. Eisen 1905. S. 139.

[45]) D. R. P. 191068 s. Zentralbl. d. Bauverw. 1908, S. 87.

[46]) S. Ztschr. d. Ver. deutsch. Ing. 1908, S. 278.

3400 kg Gewicht, der die Mantelröhren während des Eintreibens durch die Ramme vollständig ausfüllt und nach dem Eintreiben der Röhren sich wieder herausziehen läßt, worauf die verbleibenden Mantelröhren mit Beton ausgestampft werden[47].

2. Eisenbeton-Rammpfähle. In der Art ihrer Wirkung, sowie auch in der Art ihrer Verwendung und Anbringung, ihres Einrammens sowohl als auch ihres Einspülens sind die Rammpfähle aus Eisenbeton den Rostpfählen und Spundbohlen aus Holz gleichzustellen, haben aber den Vorzug in ihrer Anwendung eine gewisse Unabhängigkeit vom Vorkommen und Höhenstande des Wassers im Baugrunde zu zeigen.

Die Herstellung muß allerdings eine äußerst sorgfältige sein. Die den Pfählen als Gerippe dienende Eisenkonstruktion wird meist aus der Länge nach durchlaufenden Rundeisen (nach HENNEBIQUE s. Abb. 107), seltener aus Profileisen gebildet, die in Abständen von 20 bis 30 cm durch Ankerschlingen aus Eisendraht (s. Abb. 107), bei Profileisen durch entsprechend weiter voneinander abstehende angenietete Querverbindungen aus Blechstreifen zusammengehalten werden. Am unteren Ende des Pfahles sind die Längseisen zu einer mit oder ohne Schuh versehenen Spitze oder Schneide zusammengeführt (s. Abb. 108, 110 u. 113), die Querschnittform ist sowohl viereckig (s. Abb. 108) als auch dreieckig (s. Abb. 111 u. 112) gewählt worden.

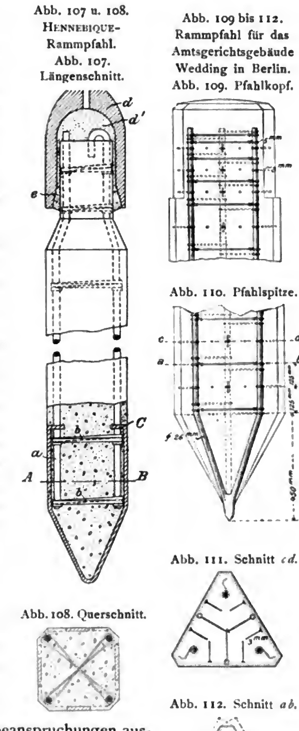


Abb. 107 u. 108. HENNEBIQUE-Rammpfahl. Abb. 107. Längenschnitt.

Abb. 108. Querschnitt.

Abb. 109 bis 112. Rammpfahl für das Amtsgerichtsgebäude Wedding in Berlin. Abb. 109. Pfahlkopf.

Abb. 110. Pfahlspitze.

Abb. 111. Schnitt *cd*.

Abb. 112. Schnitt *ab*.

Das Umstampfen der Eisengerippe geschieht in besonderen, aus Brettern hergestellten Formkasten in lotrechter oder wagerechter Stellung. Das lotrechte Einstampfen sollte bei Rostpfählen, die in der Richtung ihrer Längsachse belastet werden, stets gewählt werden, dagegen können Spundbohlen, die vielfach auch seitlichen Kräften, also Biegungsbeanspruchungen ausgesetzt sind, auch in wagerechter Lage eingestampft werden, da diese Art der Anfertigung einfacher und billiger ist. Besteht die Eiseneinlage aus Profileisen, so ist in jedem Fall das Einstampfen in lotrechter Stellung auszuführen, weil ein gleichmäßiges Umstampfen der Profileisen in liegender Lage unmöglich ist.

Auf eine gute Beschaffenheit und Zusammensetzung des Betons ist ganz besonders zu achten, auch müssen die Pfähle vor ihrer Verwendung genügend abbinden und erhärten. Erfahrungsgemäß genügen hierfür 4 bis 5 Wochen. Fertigen Pfählen schadet

[47]) Ausführlicheres s. L. v. WILLMANN, Grundbau a. a. O. S. 51.

auch starker Frost nicht, so daß die Lagerplätze aus offenen aber bedeckten Hallen bestehen können.

3. **Das Eintreiben der Beton-Rammpfähle** erfolgt wie bei den Holzpfählen entweder durch Einspülen (s. S. 37) oder durch Rammen (s. S. 34).

Wird Wasserspülung gewählt, so muß die Pfahlspitze ein Loch für die Einführung des Wasserrohrs erhalten. Beispielsweise zeigen die Abb. 113 u. 114 eine Herrn ZÜBLIN patentierte Pfahlspitze[48]), bei welcher die das Eisengerippe bildenden 4 Rundeisen unten zu einer Spitze zusammengezogen und in einen kegelförmig gestalteten durchbohrten Schuh gesteckt sind. Zwischen die Stabenden wird von oben herein entweder als voller Stab, oder bei Verwendung von Druckwasserspülung ein als Rohr ausgebildeter Dorn hindurchgetrieben, der die Stabenden fest gegen die innere Wandung des Schuhes preßt. Dieser erhält in seiner Aushöhlung noch eine Aussparung, die ebenso wie die Zwischenräume zwischen den Stäben beim Ausstampfen des Pfahles sich mit Beton füllt und ein Loslösen, gewissermaßen als Widerhaken, bei etwaigem Herausziehen des Pfahles verhindern soll.

Abb. 113 u. 114. Pfahlspitze nach ZÜBLIN.
Abb. 113. Längsschnitt.

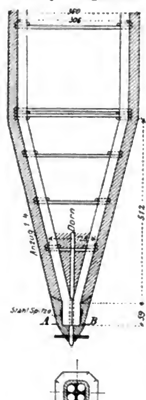


Abb. 114. Schnitt nach AB.

Werden die Pfähle gerammt, so wird bei der ZÜBLINschen Spitze statt der Röhre der volle Stab als Dorn verwendet. In anderen Fällen hat man einen besonderen gußeisernen Schuh (s. Abb. 108) angebracht, oder es wurden wie in Abb. 110 die Langeisen unten zu einer stumpfen Spitze zusammengeschweißt. Ferner ist durch entsprechende Ausbildung des Kopfes oder durch Anwendung einer besonderen Schlaghaube dafür zu sorgen, daß die Schläge des Rammbären keine Zerstörung des oberen Pfahlteiles zur Folge haben.

Um den Pfahlkopf in erwähnter Weise gegen die Rammschläge zu schützen, wendet HENNEBIQUE (s. Abb. 107) eine Metallkappe d an, innerhalb welcher sich eine den verjüngten Pfahlkopf überdeckende und umgebende Füllung d' aus Sand, Sägespänen u. dgl.[49]) befindet, die am unteren Rande der Kappe durch eine Hanfflechte e, oder durch eine Lehmeinlage gegen Auslaufen gesichert ist. Diese Füllung soll nicht nur die Schläge auf den Pfahlkopf gleichmäßig verteilen, sondern auch die Möglichkeit bieten, die Randstäbe des Eisengerippes zur späteren Verbindung mit der Abdeckplatte des Rostes etwas über die Pfahlköpfe hinausragen zu lassen.

Die Abb. 115 u. 116 zeigen die für die Rammpfähle des Amtsgerichtsgebäudes Wedding in Berlin von den Herren Landesbauinspektor HERTEL und Reg.- u. Baurat MÖNNICH verwendete Rammhaube, die auf das Kopfende der Pfähle (s. Abb. 109) wie dargestellt befestigt wurde und aus einem 50 cm breiten Eisenring bestand, der durch drei, der Dreieckform des Pfahlquerschnitts entsprechende Kreisabschnitte aus Holz ausgefüttert und dann durch Schrauben zusammengezogen war. Innerhalb dieses Ringes kam eine 25 mm starke Bleiplatte b auf den Pfahlkopf, darauf eine 5 cm starke Holzscheibe c, die etwas über den Ringrand reichte und auf diese Holzscheibe schließlich eine starke Eisenplatte a, die unmittelbar die Schläge des 2500 kg schweren Rammbären aufnahm.

[48]) D. R. P. 157150 Deutsche Bauz. 1905, Beilage 12, S. 45.

[49]) D. R. P. 106756/57 vgl. Zentralbl. d. Bauverw. 1900, S. 404.

Als Rammen können die auch sonst üblichen (s. S. 35) verwendet werden. Eine von MENCK u. HAMBROCK in Altona nach Angaben von ZÜBLIN gelieferte Ramme, die eine genaue Einstellung ermöglichte, dabei fahrbar, drehbar und kippbar war, hat sich

Abb. 115 u. 116.
Rammhaube für die Rammpfähle des Amtsgerichtsgebäudes Wedding in Berlin.
Abb. 115. Rammhaube.

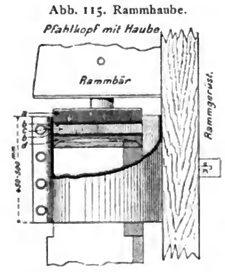


Abb. 117 bis 119.
Betonpfahlrost der Washington-Baracken.
Abb. 117. Ansicht. Abb. 118. Querschnitt.

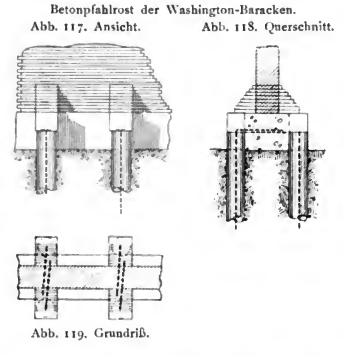


Abb. 119. Grundriß.

Abb. 116 Grundriß der Rammhaube.

beim Eintreiben der Eisenbetonpfähle für die Gründung eines Teiles vom Hauptbahnhof in Hamburg [50]) vorzüglich bewährt, weshalb sie hier besonders erwähnt werden möge. Der Bär wog wie die größten der Pfähle 4 t. Die Fallhöhe betrug durchschnittlich 1,2 m. Das Ziehen des Pfahles wurde bei jedem Schlage gemessen und die Fallhöhe durch Verbinden des Pfahles mit der Ausrückvorrichtung auf gleichem Maß gehalten.

4. Die Herstellung der Beton- und Eisenbeton-Pfahlroste. Als Betonpfahlroste können diejenigen bezeichnet werden, bei denen die Beton- oder Eisenbetonplatte auf einfache Beton-Stampfpfähle (s. unter 1, S. 43) aufgebracht wird. In der Regel wird man auch in diesem Fall, zur besseren Verbindung der Abdeckschicht mit den Pfählen, in die Pfahlköpfe Eiseneinlagen einstampfen, die in die einfache Betonschicht hineinragen, oder mit den Eiseneinlagen der etwa verwendeten Eisenbeton-Abdeckschicht durch Drahtumwickelungen oder sonstige Verankerungen verbunden werden.

Die Abb. 117 bis 119 zeigen einen einfachen Betonpfahlrost, bei welchem es sich um die Gründung der Außenmauern eines Kasernenbaues in Washington handelte [51]), wo in sehr nachgiebigem Boden die Betonpfähle nach der unter 1, b, S. 43 geschilderten Weise von der CRANFORD PAVING Co. in zwei gleichlaufenden Reihen hergestellt und durch eine Platte aus Eisenbeton verbunden wurden, in deren Mitte die, außerdem durch abgetreppte Pfeilervorlagen unmittelbar auf den Pfählen abgestützte Mauer sich erhob.

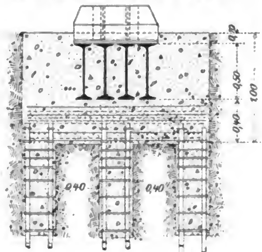
Beim Eisenbetonpfahlrost handelt es sich stets um Eisenbetonpfähle, bei denen nach vollendeter Eintreibe- bzw. Rammarbeit die Pfahlköpfe auf etwa 30 bis 50 cm frei-

[50]) Vgl. Beton und Eisen 1904, S. 201.
[51]) S. Engng. record 1904, Bd. 50, S. 360.

gelegt, ihre Eiseneinlagen mit denjenigen der Platte verbunden und dann mit Beton so umstampft werden, daß die Pfahlköpfe noch etwa 20 cm in die Abdeckplatte aus Eisenbeton hineinragen.

Die Abb. 120 zeigt eine derartige Anordnung für die Gründung der Mittelsäulen des 10 Stockwerke hohen Hallenbeck-Gebäudes in New-York[52]. Hier wurden die vierkantigen Eisenbetonpfähle mittels Druckwasser eingespült, die Köpfe der Pfähle mit einer Eisenbetonplatte umgeben und auf diese der Druck der Säulen durch eine weitere mit 50 cm hohen I-Trägern verstärkte Betonschicht übertragen.

Abb. 120. Eisenbetonpfahlrost des Hallenbeck-Gebäudes in New-York.



§ 11. Eiserne Pfähle und Schraubenpfähle.

Infolge der größeren Beständigkeit des Eisens sowohl gegen den wechselnden Einfluß des Wassers und der Luft, welcher das Holz rascher Zerstörung entgegenführt, als auch gegenüber sonstigen äußeren Angriffen sind, namentlich in England, schon verhältnismäßig früh eiserne Pfähle als dauerhafter Ersatz für hölzerne in Anwendung gekommen.

Abb. 121. Landungssteg auf Schraubenpfählen.

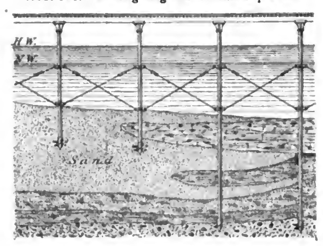


Abb. 122 u. 123. Geschmiedete Pfahlschraube.

Abb. 122. Ansicht.

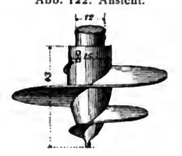
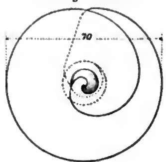


Abb. 123. Grundriß.



Waren es zuerst gußeiserne Rammpfähle und Platten, so verwendete BRUNLEES 1853 gußeiserne hohle **Scheibenpfähle**, die mittels Wasserspülung versenkt wurden und durch ihre am unteren Ende angebrachten Scheiben, in endgültiger Stellung angelangt, den Pfahl vor tieferem Eindringen schützten. In anderer Weise hatte MITCHELL schon im Jahre 1834 denselben Zweck zu erreichen gesucht, indem er die Anwendung von **Schraubenpfählen** vorschlug, die in der Tat 10 Jahre später zur Gründung von Leuchttürmen Verwendung fanden. Es waren dies schmiedeeiserne Pfähle mit gußeisernen Schrauben, deren Flanschen die Last des Bauwerks auf die tieferen Bodenschichten übertrugen.

Seitdem haben Schraubenpfähle in verschiedenster Ausführung, namentlich für Hafendämme, kleinere Leuchttürme, Rüstungen, Landungsbrücken, Befestigung von Bojen usw.,

[52] Engng. record 1903, Bd. 47, S. 377, Génie civil 1904, Bd 44, S. 172.

vielfach Anwendung gefunden und sich in den meisten Alluvialschichten gut bewährt, wenn nicht zu große Steine vorhanden waren. Auch in festen Ton lassen sich Schraubenpfähle gut eintreiben, so daß ihre Verwendung nur in Felsboden und in sehr zähen Schichten ausgeschlossen erscheint. Zum Einschrauben müssen entweder feste oder schwimmende Gerüste hergestellt werden.

Abb. 121 zeigt einen Teil der auf schmiedeeisernen, mit gußeisernen Schrauben versehenen Schraubenpfählen ruhenden Landungsbrücke bei Lewes, während Abb. 122 u. 123 eine geschmiedete Schraube von einem Viadukt der Eisenbahn von La Guaira nach Caracas in Venezuela darstellt. Auch gußeiserne, unten offene, aus einzelnen Röhrenstücken zusammengesetzte, nachträglich mit Beton ausgefüllte Schraubenpfähle, deren unterster Teil die Schraube trägt (s. Abb. 124 bis 126) sind angewendet worden, unter anderem für die Festungsgrabenbrücke der Königsberg-Labiauer Eisenbahn. Die eisernen Pfähle bilden in den meisten Fällen selbst einen Teil des Bauwerks, indem sie über das Wasser hinausragen und durch Verstrebungen, wie in Abb. 121, miteinander versteift werden.

Abb. 124 bis 126. Hohler gußeiserner Schraubenpfahl.

Abb. 124. Querschnitt.

Abb. 125. Ansicht.

Abb. 126. Grundriß.

Abb. 127. Querschnitt eines Schraubenschuhes für Holzpfähle.

Seltener wohl werden tiefe Pfahlroste mit Schraubenpfählen zur Anwendung kommen. Nur wo das Einrammen von Holzpfählen oder Eisenbetonpfählen sich aus irgendeinem Grunde verbietet und auch das Einspülen nicht statthaft erscheint, können auch Holzpfähle mit Schraubenschuhen versehen und selbst als Rostpfähle eingeschraubt werden. Die dafür benutzten Schuhe haben eine konoidische äußere Form (s. Abb. 127), um welche sich Schraubengänge von gleicher Ganghöhe legen, während die zur Aufnahme des, mittels eines durchgesteckten Bolzens, zu befestigenden Pfahlendes dienende Höhlung pyramidal gebildet ist.

Was die Tragfähigkeit der Schraubenpfähle betrifft, so kommt es, genügend kräftige Schraubenflanschen vorausgesetzt, weniger auf die Tiefe, als hauptsächlich auf die Tragfähigkeit der Bodenschicht an, in welcher die Schraube steckt. Ist die Grundfläche der Schraube $= F$ in qcm, die zulässige Belastung der betreffenden Bodenart $= \sigma$ f. d. qcm, so ist die dem Schraubenpfahl zuzumutende Last in kg:

$$L = F \cdot \sigma . \qquad (10)$$

§ 12. Die Brunnengründung. Wo der feste Baugrund von wenig tragfähigen oder durch Wasser leicht beweglichen Schichten in größerer Mächtigkeit (6 bis 10 m) überlagert wird, ist man genötigt, wenn eine Verdichtung des lockeren Bodens nicht möglich oder nicht zuverlässig genug erscheint, die Grundmauern eines Bauwerks bis auf die feste Bodenschicht hinabzuführen. Hierzu eignet sich zunächst die in Ostindien bei den dortigen Eingeborenen schon seit Jahrhunderten, namentlich zur Herstellung

von Wasserbrunnen, gebräuchliche Art der Absenkung von Brunnenmänteln, aus der sich die Brunnengründung entwickelt hat. Diese ermöglicht es, hohle, oben und unten offene röhren- oder kastenförmige Mauerkörper durch die lockeren Bodenschichten hindurch bis auf die erforderliche Tiefe abzuteufen und durch Ausfüllung derselben mit Mauerwerk, Beton oder anderen Füllstoffen in feste Grundpfeiler zu verwandeln, die imstande sind, eine auf sie einwirkende Gebäudelast auf den festen Boden zu übertragen. Nur selten erfolgt die Absenkung in diesem Fall nicht bis auf den festen Boden, sondern nur bis zu einer Tiefe, die hinreichend erscheint, den Brunnenkörper infolge der an der Mantelfläche auftretenden Reibung vor weiterem Einsinken zu bewahren.

1. Anwendung der Brunnengründung. Abgesehen von kleineren, gesondert für sich herzustellenden Pfeilern wird bei der Brunnengründung in der Regel das Fundament-

Abb. 128 u. 129. Brunnen für einen Brückenpfeiler der Posen-Kreuzburger Bahn.
Abb. 128. Längenschnitt.

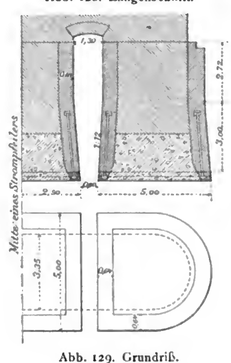


Abb. 129. Grundriß.

Abb. 130 u. 131. Brunnengründung eines Wohngebäudes.
Abb. 130. Ansicht bzw. Schnitt.

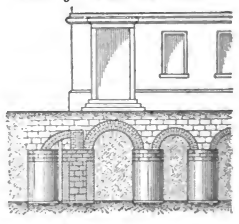
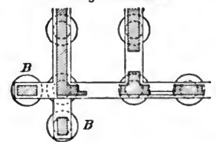


Abb. 131. Grundriß.



mauerwerk in einzelne Pfeiler, ähnlich wie in Abb. 66, S. 30, aufgelöst, die in entsprechender Höhe durch Gewölbe, Auskragungen, Plattenabdeckung, Träger verschiedener Art usw. wieder miteinander verbunden werden, um so vereinigt die Gesamtlast des Bauwerks aufzunehmen (s. Abb. 128 u. 130). Bei langen Brückenpfeilern kann dies durch möglichst nahes Aneinanderrücken (s. Abb. 128 u. 129) der dann allerdings gleichzeitig abzusenkenden Fundamentpfeiler erleichtert werden.

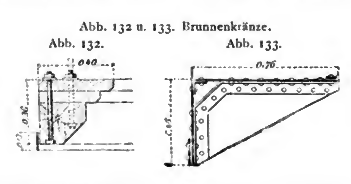
Bei Hochbauten (s. Abb. 130 u. 131) wird unter alle Eck- und Kreuzungspunkte der Mauern, sowie unter die Fensterpfeiler je ein Brunnen zu stellen sein, außerdem aber noch in derart gewählten Zwischenpunkten, daß die zur Verbindung der Brunnenpfeiler dienenden Gewölbe nicht mehr als 1 bis 2 m Spannweite erhalten. Sind die Spannweiten dieser Verbindungsbogen zu groß, so entsteht auf die Endbrunnen einer Reihe, bzw. auf die Eckbrunnen, ein Seitenschub, dem dann durch außerhalb des Gebäudes in der Richtung dieses Schubes aufgestellte, gewissermaßen als Strebepfeiler dienende Brunnen *B* entgegenzuwirken ist (s. Abb. 130 u. 131)[53].

[53]) Abb. 130 u. 131 sind nach SCHWATLO, »Der Steinbau«, Leipzig 1879, S. 166 u. 167, angefertigt.

2. Herstellung der Brunnen. Für die Grundriß- oder Querschnittform der Brunnen erscheint als günstigste der Kreis, jedoch sind vielfach auch rechteckige und unregelmäßig geformte Querschnitte verwendet worden. Die Mindestgröße der dem Brunnen zu gebenden Grundfläche bestimmt sich dabei aus seiner Belastung und der Tragfähigkeit des Baugrundes in der im § 1, S. 2 besprochenen Weise.

Das Brunnenmauerwerk wird entweder in verschiedenen, der Absenkung entsprechenden Absätzen, oder sofort in ganzer Höhe, am besten aus scharf gebrannten Backsteinen in Zementmörtel hergestellt und an der Außenfläche sorgfältig mit Zement verputzt, um die Reibung beim Absenken zu vermindern und die Brunnenwandung für die spätere Ausmauerung wasserdicht zu machen. Die Stärke der Wandungen kann nicht berechnet werden, jedoch ist es, namentlich bei sehr tief abzusenkenden, also sehr hohen Brunnen empfehlenswert, die Wandstärke nicht zu gering zu bemessen, da ja der Kostenunterschied zwischen dem Brunnen- und dem Füllmauerwerk nicht so erheblich ist, um eine wesentliche Ersparnis mit dünneren Brunnenwandungen erzielen zu können. Nur darf der Innenraum nicht zu sehr durch die Wandstärke eingeschränkt werden, damit die Ausschachtarbeiten sowie das spätere Ausmauern vorgenommen werden können. Kleine Brunnen von etwa 4 qm äußerer Grundfläche sind noch mit 1 Stein (0,25 m) starkem Mauerwerk ausgeführt worden. Bei größeren Brunnen, namentlich von rechteckiger Form mit langen Seitenwänden, ist man bis auf 0,94 m und mehr gegangen. Letztere können übrigens auch durch Querwände versteift werden.

Abb. 132 u. 133. Brunnenkränze.



Zur Unterstützung des Brunnenmauerwerks beim Absenken und zur Erleichterung des Einsinkens der Brunnen dienen sog. Kränze oder Schlingen, die zur Beförderung des Zusammenhanges vielfach durch Ankerbolzen von 2 bis 4 cm Stärke mit mehreren Mauerschichten verbunden werden (s. Abb. 128), was besonders dann angezeigt erscheint, wenn die ungleichartige Beschaffenheit des Bodens ein Abreißen oder ein ungleiches Setzen befürchten läßt. Die Kränze oder Schlingen werden meist aus Holz, aus mehreren zusammengeschraubten Bohlenlagen angefertigt, häufig mit Eisen verstärkt (s. Abb. 132), vielfach aber auch ganz aus Eisen (s. Abb. 133) hergestellt. Unmittelbar über dem Kranze wird, um das Untergraben beim Absenken zu erleichtern, die Brunnenwandung nicht in ihrer vollen Stärke ausgeführt, sondern erst durch allmähliches Auskragen nach innen verstärkt (siehe Abb. 128, 134 u. 135). Bei Brunnen mit rechteckigem Querschnitt ist es namentlich für die Durchteufung lockerer Bodenschichten empfehlenswert, in der Mitte der geradlinigen Strecke die Kranzschneide etwas tiefer hinabreichen zu lassen, um das hier stets stärker als in den Ecken auftretende Nachrutschen des Bodens zu vermindern.

Statt gemauerter Senkbrunnen können auch solche mit Beton-, Eisen- oder Holzwandungen verwendet werden, nur müssen in den beiden letzten Fällen die Brunnenwandungen, der Eigenart der Brunnengründung entsprechend, bleibende und gleichzeitig zum Tragen des zu errichtenden Bauwerks gehörende Teile des herzustellenden Grundpfeilers bilden[54]), da sonst die Gründung zu der im nächsten Paragraphen zu besprechenden »Röhrengründung« wird.

---

[54]) Vgl. § 13 und L. v. Willmann, Grundbau, »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, 4. Aufl. 1906, I. Teil, Bd. III, Kap. I, S. 256.

3. Das Absenken und Ausfüllen der Brunnen. Das Absenken erfolgt entweder von der trocken liegenden Bodenoberfläche aus, oder man benutzt bei Vorhandensein von Wasser feste oder schwimmende Gerüste. Um solche zu vermeiden, werden oft künstliche Inseln oder Landzungen von Sand geschüttet (s. Abb. 134), die über die Wasseroberfläche hinausragen und von denen aus die Absenkung wie vom trockenen Boden aus erfolgen kann.

Kann vom trockenen Boden, bzw. von der Sohle einer trockenen oder trocken gelegten Baugrube aus abgesenkt werden, so wird zunächst der Brunnenkranz verlegt, auf

Abb. 134. Absenken der Brunnen vom festen Boden aus.

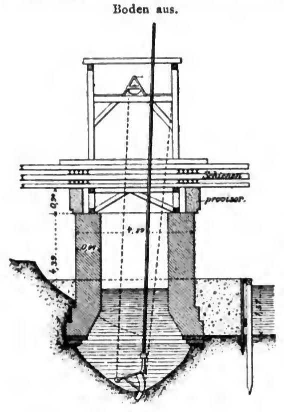
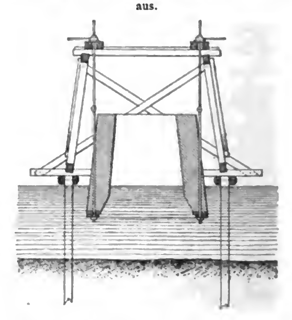


Abb. 135. Absenken der Brunnen von Gerüsten aus.



diesem der untere Teil des Brunnens aufgemauert, und nach genügender Erhärtung des Brunnenmauerwerks mit dem Absenken durch Abgraben des Bodens im Innern des Brunnens begonnen. Dabei findet der Brunnen seine Unterstützung zunächst auf dem Boden selbst und sinkt mit der Aushebung desselben durch seine eigene Schwere, oder durch aufgebrachte Belastung (s. Abb. 134) allmählich tiefer. Entsprechend dieser Absenkung wird die Brunnenwandung höher aufgemauert, bis mit dem Brunnenkranz die erforderliche Tiefe erreicht ist. Dabei muß die Brunnenoberkante stets über dem höchsten Wasserstande gehalten werden.

Genügt anfangs das Ausgraben von Hand, so muß bei starkem Wasserzudrang zum Baggern übergegangen werden. Bei gleichmäßigen, leichten Bodenarten genügt zur gleichmäßigen Absenkung die Herstellung einer trichterförmigen Baggergrube (s. Abb. 134), in welche, unter dem Druck der Brunnenwandung, der Boden von der Seite nachrutscht, wobei der Brunnen selbst absinkt. Stellt sich der Brunnen dabei schief, so muß unter dem höher stehenden Teile mehr abgegraben werden, bis wieder ein gleichmäßiges Sinken eintritt. Vorkommende Hindernisse, wie Baumstämme, größere Steine usw., müssen, wenn ein Leerpumpen nicht möglich ist, durch Taucher entfernt werden. Zur Beseitigung des Bodens unter Wasser aus dem Innern des Brunnens (vgl. § 4 unter 1, S. 10) werden, je nach der Beschaffenheit des Bodens, verwendet: Sackbohrer, Trichterbohrer, die indische Schaufel (s. Abb. 134 und Abb. 6 u. 7, S. 11), lotrecht wirkende, von Hand oder durch Dampf getriebene Baggervorrichtungen, sowie

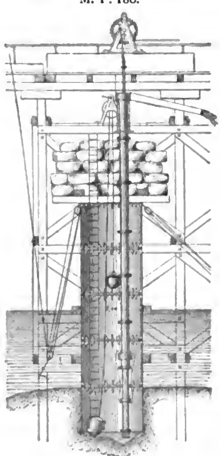
Sandpumpen, Druckwasser- und Preßluftbagger (s. Abb. 8 u. 9, S. 11 und 12), wenn der Boden in halbflüssigem Zustand entfernt werden kann.

Muß die Brunnenabsenkung bis auf das Flußbett, oder bis zum Boden des stehenden Wassers von Gerüsten aus geschehen, so wird der Brunnenkranz mittels Ketten bzw. Stangen und Schrauben am Gerüst aufgehängt und mit der Brunnenwandung hinabgelassen, bzw. hinabgeschraubt (s. Abb. 135). Diese Aufhängung wird bei nicht zu großen Gründungstiefen auch benutzt, um den Brunnen während der Absenkung im Gleichgewicht zu erhalten und vor dem Schiefstellen zu bewahren.

Soll nach vollendeter Absenkung der Brunnen ausgemauert werden und ist Wasser vorhanden, so betoniert man in der Regel die Sohle aus, pumpt nach zwei- bis dreiwöchigem Erhärten des Betons den Brunnen leer und kann dann die Ausmauerung in Bruchsteinen oder Ziegeln in Zementmörtel vornehmen, oder man füllt den ganzen Hohlraum schichtenweise mit Stampfbeton aus.

§ 13. Röhren- und Kastengründung. Unter gleichen Voraussetzungen wie die Brunnengründung kann auch die Röhren- und Kastengründung zur Anwendung kommen. Auch hier werden hohle, oben und unten offene röhren- oder kastenförmige Körper in ganz derselben Weise wie bei der Brunnengründung versenkt (s. § 12 unter 3, S. 52) und nachher ausbetoniert oder ausgemauert, nur bildet hier die Röhren- oder Kastenwandung nicht einen die Gebäudelast tragenden oder stützenden Teil des herzustellenden Grundpfeilers, sondern nur eine Umhüllung des in ihrem Schutz zu errichtenden Pfeilers und entspricht in ihrem unteren Teile somit mehr der Schachtzimmerung oder einer Verkleidung und Aussteifung der Baugrubenwandung, während der obere Teil einem Fangdamm oder Mantel gleichkommt.

Abb. 136. Röhrenabsenkung. M. 1 : 180.



1. Röhrengründung. Die insbesondere zur Gründung von Brückenpfeilern verwendeten, bei kleineren Bauten aus Gußeisen, bei größeren aus Schmiedeeisen hergestellten »Senkröhren« bieten gegenüber den gemauerten Brunnenkörpern den Vorteil des innigeren Zusammenhanges der Wandungen, der Möglichkeit rascherer Aufstellung und des geringeren Widerstandes beim Absenken. Ferner erleichtern sie den Übergang zur Druckluftgründung, wenn die vollständige Trockenlegung und Zugänglichkeit des Baugrundes durch irgendwelche dem Absenken zufällig entgegentretende Hindernisse erforderlich wird. Der während der Pfeilerherstellung über die Wasseroberfläche hinausragende Teil wird in manchen Fällen, besonders bei schmiedeeisernen Röhren, wieder entfernt, während er bei gußeisernen Röhren, die meist zu zweien für einen Brückenpfeiler gekuppelt werden, in der Regel stehen bleibt.

Die schmiedeeisernen Röhren bestehen aus Blechringen von 6 bis 12 mm Stärke, die an den wagerechten Verbindungsstellen sorgfältig bearbeitet, durch Laschen verbunden und in lotrechter Richtung durch Winkeleisen versteift sind. Die gußeisernen Röhren werden aus Ringstücken zusammengesetzt, die aus mehreren Segmenten bestehen, oder bei kleineren Röhren in einem Stück gegossen sind. An den Verbindungs-

stellen müssen die Ringstücke sorgfältig abgedreht und dann mittels der nach innen vorspringenden Flanschen zusammengeschraubt werden. Die Abb. 136 zeigt das Beispiel der Rohrabsenkung für die Pfeiler der Brücke über den Usk, bei welcher es möglich war, das Wasser aus dem Zylinder auszupumpen und den ausgegrabenen Boden in Eimer zu laden und hinaufzuwinden. Die Röhren erhielten nicht nur durch das Gerüst eine Führung, sondern wurden auch durch 4 Flaschenzüge in lotrechter Richtung erhalten. Um das Sinken zu befördern, wurden die Röhren mit Steinen belastet.

Abb. 137. Holzkasten mit lotrechten Bohlen.

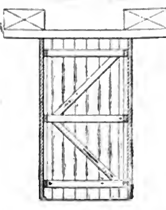


Abb. 138 u. 139. Holzkasten mit wagerechten Bohlen.
Abb. 138. Schnitt.

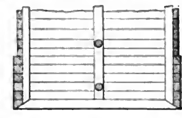
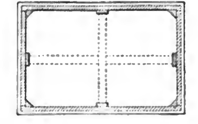


Abb. 139. Grundriß.



2. Kastengründung. Diese unterscheidet sich von der Röhrengründung durch die kastenartige Form der Hohlkörper, sowie durch ihre Anwendung für Bauten mit ausgedehnter Grundfläche, bei welchen in der im § 12 unter 1, S. 50 geschilderten Weise das Fundament in Einzelpfeiler aufgelöst wird. Als Material ist für die Kastenherstellung bei größeren Brückenpfeilern Schmiedeeisen verwendet worden. Bei Hochbauten werden dagegen meist Holzkasten angewendet, deren aus etwa 4 cm starken lotrechten, durch Streben und Leisten verbundenen Bohlen bestehende Seitenwandungen (s. Abb. 137) durch vorläufige Spreizen gegeneinander abgestützt sind. Für größere Kasten bildet man die Seitenwände auch aus wagerecht liegenden Bohlen, die in den unteren Lagen stärker als in den oberen anzunehmen und durch pfostenartige Leisten in den Ecken und Mitten zu verbinden und ebenfalls vorübergehend abzusteifen sind (s. Abb. 138 u. 139).

Vor dem Versenken solcher Kasten wird gewöhnlich die obere Bodenschicht soweit abgegraben, als es nach der Beschaffenheit des Baugrundes und dem Stande des Grundwassers möglich ist. Dann wird der Kasten aufgestellt und die Erde aus seinem Innern wie bei der Brunnengründung (s. § 12 unter 3, S. 52), anfangs unter Wasserschöpfung, durch trockene Förderung beseitigt.

Wird der Wasserandrang zu groß, oder ist eine Auflockerung des Untergrundes durch das Pumpen zu befürchten, so erfolgt die weitere Ausgrabung durch Baggern. Infolge des geringen spezifischen Gewichtes des Holzes, wird die zum Absenken der Holzkasten erforderliche Belastung größer, als bei gemauerten Brunnen.

Derartige Holzkasten haben besonders in Berlin in größerem Umfange, unter anderem beim Bau der Nationalgallerie, Anwendung gefunden. In Amerika sind auch tonnenartig gebildete, mit eisernen Schlingen versehene hölzerne Röhren zur Anwendung gekommen.

§ 14. Die Druckluftgründung. Während die Kastengründung, ebenso wie die Brunnen- und Röhrengründung, einen oben und unten offenen Kasten verwendet, so daß die Ausschachtungsarbeiten vollkommen in freier Luft erfolgen und daher sowohl im Trockenen, als auch unter Wasser vorgenommen werden können und bei Vorhandensein von Wasser, dieses, wenn es nicht ausgepumpt wird, sich im Kasten oder in der Röhre ebenso hoch wie außen einstellt, kann die Druckluftgründung nur unter Wasser vorgenommen werden, wobei ein zwar unten gleichfalls offener, nach oben

aber luftdicht abgeschlossener Kasten (Caisson) *abcd* (s. Abb. 140) verwendet wird, in den so lange Luft durch die zur Luftpumpe führende Röhre *e* eingepreßt wird, bis das in den Kasten eingedrungene Wasser aus demselben verdrängt ist. Dadurch wird ein wasserfreier, allerdings mit Druckluft angefüllter Arbeitsraum *A* geschaffen, in welchem die Erde im Innern des Kastens wie im Trockenen ausgegraben werden kann. Auch können in diesem Raum alle in freier Luft vorzunehmenden Arbeiten ausgeführt werden.

Die Größe des in der Arbeitskammer *A* herrschenden Überdrucks hängt von der Tiefenlage h ihrer Unterkante unter dem Wasserspiegel ab. Eine Atmosphäre entspricht einer Wassersäule von 10 m, somit wird z. B. bei $h = 25$ m ein Überdruck von 2,5 Atm. in der Arbeitskammer vorhanden sein. Der Aufenthalt in dieser dichteren Luft ist für gesunde kräftige und mäßig lebende Leute bis zu 1,2—1,5 Atm. Überdruck, d. h. bei 12—15 m Tiefe unter dem Wasserspiegel weder gefährlich, noch unbehaglich; nur muß das Ein- und namentlich das Ausschleusen möglichst langsam und vorsichtig erfolgen, da eine zu plötzliche Ansgleichung des Luftdrucks im menschlichen Körper ein Zerreißen der Wandungen zarterer Blutgefäße zur Folge haben kann, wodurch Nasen-, Ohren- und Lungenblutungen entstehen können.

Man merkt sogleich beim Einschleusen den Wechsel des Luftdrucks durch einen schmerzhaften Druck auf das Trommelfell der Ohren, wenn nicht durch rechtzeitiges Mundöffnen und durch Schluckbewegungen dem entgegengewirkt wird. Leute mit Herz- und Lungenkrankheiten dürfen nicht zu Arbeiten in Druckluft verwendet werden. Bei höherem Überdruck und bei längerem Aufenthalt in Druckluft haben sich eigenartige Krankheitserscheinungen gezeigt, so daß bei Tiefen von über 20—25 m die Arbeitszeiten verkürzt und sonstige Vorsichtsmaßregeln getroffen wurden [55]. Als größte mit der Druckluftgründung zu erreichende Tiefe kann man 35 Meter unter der Wasseroberfläche ansehen.

Die zum Ein- und Ausschleusen dienende Luftschleuse *S* sitzt auf dem oberen Ende des Einsteig- und Förderschachtes *R* (s. Abb. 140) und besitzt 2 luftdicht verschließbare Klappen oder Türen k_1 und k_2, von denen k_1 nach innen aufklappbar ins Freie, die andere k_2, nach dem Einsteigschacht *R* zu sich öffnend, in diesen und damit zur Arbeitskammer *A* führt. Ferner sind 2 Ventile v_1 und v_2 vorhanden, welche die Verbindung der Schleusenkammer *S* mit der Außenluft, bzw. mit der Preßluft des

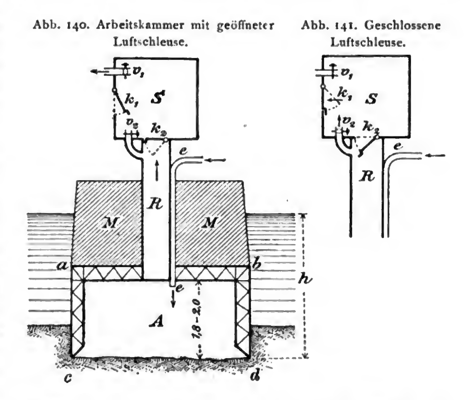


Abb. 140. Arbeitskammer mit geöffneter Luftschleuse.

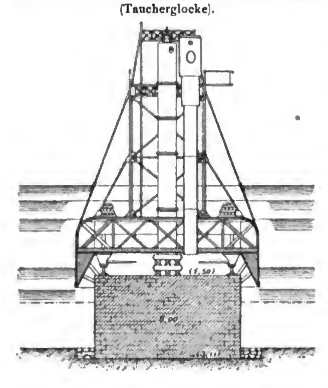
Abb. 141. Geschlossene Luftschleuse.

55) Vgl. hierüber: F. BÖMCHES Versuche über Einwirkungen von Preßluft auf den tierischen und menschlichen Organismus, Ztschr. d. Österr. Ing.- u. Arch.-Vereins 1896, S. 487 und L. BRENNECKE, Gesundheitliche Vorschriften für Arbeiten in Preßluft, mit Ausschluß der Taucherarbeiten, Zentralbl. d. Banverw. 1898, S. 305, auch HERZOG, Gesundheitliche und Sicherheitsvorkehrungen bei der Mauergründung im Vorhafen von Dieppe, Ann. des ponts et chaussées 1900, IV, S. 274.

Arbeitsraumes A herstellen lassen. Sind k_2 und v_2 geschlossen und v_1 und k_1 geöffnet (s. Abb. 140), so wirkt gegen die Klappe k_2 der höhere Luftdruck von unten aus dem Arbeitsraum derart, daß sie nicht geöffnet werden kann, während in der Schleusenkammer S der gewöhnliche Atmosphärendruck sich einstellt.

Steigt jetzt ein Arbeiter in die Schleusenkammer S ein, schließt die Klappe k_1 und das Ventil v_1 und öffnet langsam das Ventil v_2, so strömt die Druckluft aus dem Einsteigschacht bzw. aus dem Arbeitsraum A in die Schleusenkammer S. Sobald ein Ausgleich des Luftdrucks in S und A stattgefunden hat, läßt sich (s. Abb. 141) die Klappe k_2 nach unten öffnen, und der Arbeiter kann durch den Einsteigschacht R in den Arbeitsraum A gelangen. Bleiben die Klappen in der in Abb. 141 eingezeichneten Stellung, so kann z. B. ein mit Erdboden gefüllter Eimer aus dem Arbeitsraum durch die geöffnete Klappe k_2 in die Luftschleuse hinaufgezogen werden. Um seinen Inhalt ins Freie zu schaffen, muß jetzt umgekehrt die Klappe k_2 und das Ventil v_2 geschlossen und dann das Ventil v_1 geöffnet werden. Nach Ausgleich des Luftdrucks in S mit der Außenluft läßt sich die vorher durch den Luftüberdruck im Innern zugepreßte Tür k_1 öffnen, und der Eimer kann nach außen entleert werden.

Abb. 142. Druckluftgründung mit Schwimm-Caisson (Taucherglocke).



Diese hier im Prinzip mitgeteilte Verkehrsverbindung der Arbeitskammer mit der Außenwelt hat in Wirklichkeit wesentliche Verbesserungen erfahren. Es sind, um die Materialförderung durch das Ein- und Ausschleusen der Arbeiter nicht zu stören, besondere Materialschleusen eingerichtet worden, durch welche ununterbrochen der Bodenaushub hinausbefördert werden kann.

Wird in der Arbeitskammer der Boden ausgegraben und auf die geschilderte Weise hinausgeschafft, so sinkt der Kasten mit dem auf ihm stets höher aufzumauernden Mauerwerk M ganz in derselben Weise, wie dies bei der Brunnensenkung geschieht (s. § 12 unter 3, S. 52), immer tiefer. Ist die feste Bodenschicht erreicht, so wird die Arbeitskammer ausgemauert oder ausbetoniert, dann die Einsteigröhre herausgezogen und dieser Hohlraum ebenfalls mit Mauerwerk ausgefüllt.

Statt das Pfeilermauerwerk dem steten Absinken des Kastens entsprechend aufzumauern und über Wasser zu halten, kann es auch im Schutz eines über die Wasseroberfläche hinausragenden, später zu entfernenden Mantels aufgemauert werden. Jedenfalls bleibt bei diesen beiden Arten der Druckluftgründung die aus Eisen oder aus mit Eisen verstärktem Beton, in vereinzelten Fällen auch aus Holz hergestellte Arbeitskammer unter dem abgesenkten Pfeiler stecken, und man nennt diese Gründungsart daher die Druckluftgründung »mit verlorener Arbeitskammer« im Gegensatz zu derjenigen, bei welcher die Arbeitskammer als »Taucherglocke« (s. Abb. 142) verwendet wird und daher wiederholt benutzt werden kann.

In letzterem Fall wird die Höhenlage der über dem herzustellenden Mauerwerk schwebenden Arbeitskammer entweder von festen oder schwimmenden verankerten Gerüsten aus ge-

regelt, oder sie wird wie bei dem in Abb. 142[56]) im Querschnitt dargestellten Bau des Hafendammes in La Rochelle selbst schwimmend (Schwimm-Caisson) eingerichtet. Die Verwendung solcher Taucherglocken ist allerdings nur möglich, wenn die Gründung keine tiefe ist (s. Abb. 142), oder wenn es sich um den Aufbau eines bereits gegründeten Pfeilers unter Wasser handelt. Man kann also einen Pfeiler zunächst auf andere Weise, auch mit verlorener Arbeitskammer, gründen und dann mit Hilfe der Taucherglocke weiter bauen.

Zur Beleuchtung der Arbeitskammer wurden vor Erfindung der elektrischen Glühlampen fast ausschließlich Wachs- und Stearinkerzen verwendet, da sie am geruchlosesten brennen und die Luft am wenigsten durch Hinterlassung von Rauch und Kohlenteilchen verderben. In Amerika wurde auch die Benutzung von Leuchtgas und Azetylen versucht, jedoch mit unbefriedigendem Erfolge, da diese Gase in der Preßluft rascher und namentlich unvollkommener verbrennen, als in der freien Luft und dadurch den Arbeitsraum mit feinen Kohlenteilchen erfüllen, die den menschlichen Atmungsorganen schädlich werden können.

Neuerdings werden, wo es die Verhältnisse nur irgend erlauben, elektrische Glühlampen verwendet, die zur Sicherung gegen Zerschlagen mit einem Korbgeflecht von Draht umgeben und an lange, umsponnene Zuleitungsdrähte befestigt werden, so daß sie, je nach Bedürfnis in der Arbeitskammer verteilt, an der Decke aufgehängt, oder zum Ableuchten dunkler Ecken, besonders an der Schneide der Arbeitskammer, benutzt werden können.

C. Anhang.

§ 15. Zusammengesetzte Gründungen. Sehr häufig lassen die örtlichen Verhältnisse es vorteilhaft erscheinen, zwei oder mehrere Gründungsarten gleichzeitig zur Anwendung zu bringen, so daß dadurch eine zusammengesetzte Gründung entsteht. Bereits in den §§ 5—9 wurden einige Zusammensetzungen von Gründungen erwähnt, z. B. die Vereinigung der Sohlengewölbe mit dem Pfahlrost (Abb. 36, S. 19), sowie mit der Betongründung (Abb. 37, S. 19); die gleichzeitige Anwendung der Sandschüttung und der Abtreppung (Abb. 39, S. 20), des Senkkastens mit dem Pfahlrost (Abb. 51, S. 24); die Verbindung der Betonschüttung mit dem Pfahlrost mit und ohne Senkkasten (s. Abb. 48 u. 49, S. 23, und Abb. 59, S. 28), mit dem Schwellrost und der Abtreppung (s. Abb. 66, S. 30), mit dem Eisenschwellrost (s. Abb. 67, S. 31) und mit der Brunnen-, Röhren- und Kastengründung (s. Abb. 128 u. 130, S. 50).

Von besonderer Wichtigkeit erscheint die Vereinigung der Betongründung mit den verschiedenen anderen Gründungsarten, da der Beton fast überall als leicht herzustellende Abdeckschicht oder als Füllstoff dient und zur Abdichtung gegen den Wasserzudrang beiträgt. Auch der Pfahlrost läßt sich mit Vorteil mit anderen Gründungsarten vereinigen und ist sogar mit der Brunnen-, Röhren- und Druckluftgründung zusammen verwendet worden, wo man, wegen sehr großer Tiefenlage des festen Baugrundes, diesen nicht zu erreichen glaubte und durch die Pfähle die Last des Bauwerks entweder auf den festen Untergrund übertragen konnte, oder doch wenigstens eine Verdichtung des Bodens herbeizuführen imstande war. In diesem Fall wird der Brunnen oder die Röhre so weit abgesenkt, als man es für zweckmäßig hält, bzw. von welcher Tiefe aus der feste

[56]) Die Abb. 142 ist dem »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, 4. Aufl. 1906, I. Teil, Bd. II, Kap. II: Druckluftgründungen, bearbeitet von Prof. Konrad Zschokke, entnommen. Auf dieses Kapitel ist auch bezüglich aller Einzelheiten der Druckluftgründung zu verweisen.

Boden mittels der Pfähle des Pfahlrostes zu erreichen ist, worauf innerhalb des Brunnen- oder Röhrenmantels die Pfähle eingerammt und der Pfeiler aus- bzw. aufgemauert wird. In ähnlicher Weise kann bei der Druckluftgründung der Caisson bis in eine gewisse Tiefe abgesenkt und dann in einen oben offenen Röhrenmantel verwandelt werden, so daß die Pfahle eingerammt werden können, wenn durch Auspumpen das Wasser bewältigt werden kann.

Bei der Jazoo-Brücke [57]) in Nordamerika, hat man, nach dem unter Wasser vorgenommenen Einrammen der Grundpfähle für jeden Pfeiler, einen mit unterem Arbeitsraum, Schächten und Luftschleusen versehenen hölzernen Kasten an die Baustelle geflößt und durch Ausführung eines Teils des Pfeilermauerwerks zunächst soweit versenkt, daß die Umfassungswände auf den Boden des Flußbettes aufstanden. Dann wurde durch Zuführung von Druckluft in den unteren Arbeitsraum des Kastens das Wasser aus diesem verdrängt und das Abschneiden der Pfähle in dem nun wasserfreien Arbeitsraum vorgenommen. Endlich wurde der Kasten weiter versenkt, bis seine über 2 m starke Decke auf den Pfahlköpfen aufruhte. Hier erscheint also die Pfahlrostgründung mit der Schwimmkasten- und Druckluftgründung vereinigt.

Zur Vereinigung der Vorzüge der Brunnen- und Röhrengründung mit derjenigen der Druckluftgründung kann, je nach den Boden- und Wasserverhältnissen, von der einen zur anderen übergegangen werden, wenn die Brunnen, bzw. die Röhren so eingerichtet sind, daß sich an ihrem unteren Ende durch luftdichte Überdeckung ein Arbeitsraum für die Druckluftgründung ausbilden läßt, auf welchen eine entsprechende Luftschleuse gesetzt werden kann.

Auch kann eine mittels Druckluft begonnene Gründung durch Anwendung des PÖTSCHschen Gefrierverfahrens (s. § 2, S. 6) in einem offenen Brunnen- oder Röhrenschacht fortgesetzt werden, wenn es sich in wasserdurchlässigem, schwimmendem oder schlammigem Boden ergibt, daß die Gründungstiefe eine so bedeutende sein muß (über 35 m, vgl. S. 55), daß eine Anwendung der Druckluftgründung bis zuletzt ausgeschlossen erscheint [58]).

§ 16. Die Sicherung der Grundbauten gegen Unterspülung. Die wenig tief hinabreichenden, sowie die von leicht beweglichem Boden umgebenen Grundbauten bedürfen in fließendem Wasser eines besonderen Schutzes gegen Unter- bzw. Hinterspülung (Widerlager). Als Schutzwerke sind bei einzelnen Gründungen (s. § 5 unter 4, S. 21, § 8, S. 28, und § 9, S. 41) bereits die Spund- und Pfahlwände, sowie die Steinschüttungen erwähnt worden. Außerdem können aber noch Faschinen und Bettungen zur Verwendung kommen.

Die Spund- und Pfahlwände geben jedenfalls den besten Schutz, da sie den Bau mantelartig umgeben, die unmittelbare Einwirkung des fließenden Wassers abhalten, Wasseradern abschneiden und namentlich auch ein Ausweichen des Untergrundes bei lehmiger Beschaffenheit unter der Last des Bauwerks verhindern. Sie sollten daher bei leicht durch Wasser angreifbarem Boden nie fortgelassen werden.

Steinschüttungen schützen den Grundbau, solange sie in genügend starker Schicht angewendet werden und die einzelnen Steine groß genug sind, um nicht von der Gewalt des Wassers hin und hergeworfen oder fortgerollt zu werden. Um dies zu verhindern, sind sog. »Kettensteinwürfe« versenkt worden, die aus der Verbindung nahezu gleich großer Steinblöcke durch etwa 1 m lange, an eingegossenen Haken befestigte

---

[57]) Vgl. Scientific. amer. 1882, S. 401.

[58]) Vgl. BRENNECKE, der Grundbau, Handb. d. Bauk. Abt. III, Heft 1, Berlin 1887, S. 330.

Ketten bestehen und in zwei sich kreuzenden Lagen über die Steinschüttung verteilt werden, so daß ein netzartiger Überzug gebildet wird. Versacken sich die Steine, so muß eine Nachschüttung stattfinden. Auch ist es bei Brückenpfeilern wichtig, hauptsächlich die Vorköpfe durch eine nicht hoch über die Flußsohle hinausragende, aber dafür tiefer in das Flußbett hineinreichende Steinschüttung zu schützen, die nach den Hinterköpfen zu an Mächtigkeit abnehmen kann, weil für diese die Gefahr der Unterspülung eine erheblich geringere ist[59]. Vielfach werden auch die Spundwände noch durch Steinschüttungen geschützt (s. Abb. 48, S. 23, und Abb. 98 und 101, S. 40 u. 41).

Faschinen, die sowohl als gewöhnliche Faschinen mit aufgebrachter Steinbelastung, als auch als eigentliche Senkfaschinen und Sinkstücke mit eingebundenem groben Kies verwendet werden, haben eine ähnliche Wirkung wie die Steinschüttungon und können namentlich da Anwendung finden, wo Schüttsteine in größeren Mengen schwer zu haben sind.

Bettungen kommen in Frage, wo durch die leichte Beweglichkeit des Bodens die Sohle des Flußes Gefahr läuft, auf eine größere Fläche zwischen den Brückenpfeilern abgewaschen zu werden. In diesem Fall werden Sohlengewölbe (s. Abb. 38, S. 19), Ausmauerungen (sog. Herdmauern), Pflasterungen als Herdpflaster, Betonierungen und in Verbindung mit Pfahl- und Schwellrosten auch hölzerne Böden verwendet. In manchen Fällen genügt es, durch Grundschwellen (s. Kap. IX »Wasserbau«) in gewissen Abständen die Flußsohle zu befestigen.

§ 17. Die Kosten der Gründungen. In einfacher allgemeiner Weise lassen sich die Gründungskosten nicht zusammenstellen, da zu verschiedenartige Arbeiten vorkommen, die durch die Beschaffenheit und Lage der Baustelle, durch die größere oder geringere Anzahl und die Verschiedenheit der erforderlichen Geräte und Maschinen, sowie durch die Tagespreise der Baustoffe und der Handarbeit in so hohem Maße beeinflußt werden, daß sie sich wohl für den einzelnen Fall veranschlagen lassen, in allgemeiner Form aber nicht angegeben werden können.

Nur bei den Flachgründungen im Trockenen kann man die Kosten auf einfache Weise ermitteln, indem der Erdaushub wie im Kap. I des I. Bandes dieses Lehrbuchs und die Herstellung des Grundmauerwerks nach den landesüblichen Preisen für das Kubikmeter zu berechnen ist. Auch bei der Sand- und Betonschüttung ist es ähnlich, da die erforderliche Raummenge Sand bzw. Beton leicht festgestellt werden kann. Ist Wasser vorhanden und soll die Baugrube trocken gelegt und erhalten werden, so kommen noch die Kosten für die Herstellung der Fangdämme oder sonstigen Umschließungen, sowie für die Wasserhaltung hinzu, wobei es auf den Umfang der Baugrube, auf die Stärke des Wasserzudranges und auf die Art und Leistungsfähigkeit der Wasserhaltungsmaschinen und Pumpen ankommt.

Beim Schwellrost, sowie beim Holzpfahlrost sind die Holzpreise maßgebend, bei letzterem[60] außerdem noch die erforderliche Rammtiefe, sowie die Anschaffungskosten und die Art und Leistungsfähigkeit der Rammen. Beim Beton- und Eisenbeton-Pfahlrost werden die Preise für die Betonarbeiten und für die Herstellung der Beton- oder Eisenbetonpfähle eine Rolle spielen.

Bei der Brunnen-, Röhren- und Kastengründung ist die Bodenart, die Tiefe, bis zu welcher abgesenkt werden muß, sowie die Art der Ausschachtung von wesentlichem

[59] Vgl. die Beschreibung der bezüglichen Modellversuche von ENGELS, in L. v. WILLMANN, Grundbau, »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, 4. Aufl. 1906, I. Teil, Bd. III, Kap. I, S. 217.

[60] Vgl. L. v. WILLMANN, Grundbau, »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, 4. Aufl. 1906, I. Teil, Bd. III, Kap. I, § 11, S. 75 ff.

Einfluß auf die Gesamtkosten. Dabei ist zu berücksichtigen, daß die auszubaggernde Masse bei losen Bodenarten das $1\frac{1}{2}$ bis 3 fache des äußeren Rauminhalts des Brunnens bzw. der Röhre betragen kann, weil stets ein seitliches Nachrutschen des Bodens stattfindet.

Ähnlich ist es mit der auszuhebenden Bodenmasse bei der Druckluftgründung, bei welcher ferner gleichfalls die Tiefe der Absenkung und dann namentlich die Anschaffungskosten der erforderlichen Vorrichtungen, besonders bei kleineren Ausführungen, für die Gesamtkosten ins Gewicht fallen, während diese einmalige Ausgabe bei umfangreicheren Gründungsarbeiten und bei der Möglichkeit wiederholter Verwendung derselben Einrichtungen sich verteilt und somit der Einheitspreis für das Kubikmeter des ausgeführten Grundmauerwerks verringert wird.

Die Kosten bereits erfolgter Gründungsausführungen zum Vergleich oder als unmittelbaren Anhalt für einen Kostenanschlag heranzuziehen, erscheint nur ratsam, wenn örtlich und zeitlich kein zu großer Abstand vorliegt. Meist jedoch sind die Grundlagen, selbst bei einer und derselben Gründungsart, so verschieden, daß eine unmittelbare Übertragung der Ergebnisse nicht möglich ist. Dennoch haben Vergleiche der Kosten ähnlicher Gründungsarten ein gewisses Interesse, und es sei deshalb auf die im Handb. d. Ing.-Wissensch. 4 Aufl., I. Teil, Bd. III, Kap. I vom Verfasser bei den einzelnen Besprechungen der Gründungsarten gebrachten Zusammenstellungen, bzw. auf die dort mitgeteilten Wiedergaben der Kosten ausgeführter Gründungen hingewiesen.

VII. Kapitel.

Brückenbau.

Bearbeitet von

Dr. Ing. Th. Landsberg,

Geheimer Baurat, ehedem ord. Professor der Ingenieur-Wissenschaften an der technischen Hochschule zu Darmstadt.

(Mit 382 Abbildungen.)

A. Einleitung und Allgemeines.

§ 1. Einleitung. Brücken sind Bauwerke, welche dazu dienen, einen Verkehrsweg derartig über einen andern fortzuführen, daß auf beiden Wegen ein ungehinderter Verkehr möglich ist. Der obere Verkehrsweg kann eine Straße, eine Eisenbahn, ein Kanal, ein Fußweg sein, der untere Verkehrsweg dasselbe oder ein Fluß, ein Meeresarm. Beide Verkehrswege müssen in verschiedenen Höhen liegen.

Hauptteile der Brücken sind die Pfeiler und die Überbauten. Die letzteren nehmen die Lasten auf und übertragen sie auf die Pfeiler, welche sie auf das Grundmauerwerk und den festen Boden weiterleiten. Die Überbauten schließen die Lücken zwischen den Pfeilern.

Man unterscheidet Mittelpfeiler oder zwischen zwei Überbauten belegene Pfeiler und Endpfeiler oder Landpfeiler, auch Widerlagspfeiler genannt, d. h. die Pfeiler am Ende bzw. Anfang der Brücke. Die in den Fluß kommenden Pfeiler nennt man Fluß- oder Strompfeiler. — Die Überbauten werden hauptsächlich aus Mauerwerk, Holz und Eisen hergestellt, so daß man unterscheidet:

steinerne Brücken, Steinbrücken,
hölzerne Brücken und
eiserne Brücken.

Maßgebend dafür, zu welcher von diesen drei Gruppen eine Brücke gerechnet wird, ist der zum Überbau verwendete Hauptbaustoff. Zu den eisernen Brücken werden deshalb alle Bauwerke mit eisernen Überbauten gezählt, mögen die Pfeiler aus Eisen oder aus Mauerwerk bestehen; zu den Holzbrücken zählt man nicht nur die Brücken mit hölzernen Überbauten und Holzpfeilern, sondern auch diejenigen mit hölzernen Überbauten und Stein- oder Eisenpfeilern. Bei einer eisernen Brücke braucht der Überbau nicht ganz aus Eisen zu bestehen, bei einer Steinbrücke darf Eisen verwendet werden, ohne daß sie zu einer andern Brückenart gerechnet wird.

§ 2. Lage der Brückenachse und der Brückenbahn. Die Längsachse der Brücke fällt meistens mit der Längsachse des Verkehrswegs zusammen, für den die Brücke gebaut wird; sie kreuzt sich mit der Achse des zu überbrückenden, also des unteren Verkehrswegs. Wenn beide Achsen einander im Grundriß unter rechtem Winkel schneiden, so nennt man die Brücke eine gerade, ist der Schnittwinkel ein spitzer (bzw. stumpfer), so ist die Brücke eine schiefe Brücke.

Der Verkehr auf dem unteren Wege bzw. der ungehinderte Wasserabfluß unter der Brücke verlangt, daß Pfeiler und Widerlager Vorderflächen erhalten, die parallel zu der Achse der unteren Straße bzw. zu der Stromrichtung des zu überbrückenden Wasserlaufs sind. Andernfalls entstehen Wirbel und Auskolkungen, welche die Pfeiler und Widerlager gefährden. Der lichte Abstand zwischen den Pfeilervorderflächen heißt die Lichtweite der Öffnung. Die Summe der Lichtweiten aller Öffnungen einer Brücke ist deren Gesamtlichtweite. Bei geraden Brücken wird die Lichtweite in der Richtung der Längsachse der Brücke, welche kurz als »Brückenachse« bezeichnet wird, gemessen, bei schiefen Brücken ist zu unterscheiden zwischen der normalen Lichtweite, gemessen senkrecht zu den Vorderflächen der Pfeiler, und der schiefen Lichtweite, gemessen in Richtung der Brückenachse. Letztere ist größer als die normale Lichtweite, um so mehr, je kleiner der spitze Winkel α ist. Es ist $\lambda' = \frac{\lambda}{\sin \alpha}$ (Abb. 1). Mit den schiefen Brücken verwandt sind die Kurvenbrücken, d. h. Brücken, deren Längsachse in einer Kurve liegt.

Abb. 1. Schiefe Brücke.

Die Höhe der Brückenbahn muß so gewählt werden, daß der Verkehr auf dem unteren Wege durch die Brücke nicht gestört oder erschwert wird. Man muß die Größe und Form des für den unteren Weg freizuhaltenden Raums ermitteln und danach die Lage der Brückenbahn unter Berücksichtigung der Konstruktion des Überbaues bestimmen. Die Umgrenzung des freizuhaltenden lichten Raums spielt im Brückenbau eine große Rolle. — Bei den Brücken über Eisenbahnen ist die von dem Verein deutscher Eisenbahnverwaltungen vorgeschriebene »Umgrenzung des lichten Raums« maßgebend; dieselbe ist in Kap. III »Eisenbahnbau« im I. Band dieses Lehrbuchs auf S. 172 u. 174 für Vollspur- und Schmalspurbahnen angegeben; zu beachten ist, daß in der neuen Brückenverordnung der preußisch-hessischen Staatsbahnen für die höher als 0,76 m über S. O. (Schienenoberkante) befindlichen festen Teile der Brücken 0,20 m Abstand von der Umgrenzung des lichten Raums vorgeschrieben ist.

Die lichte Höhe über Straßen bestimmt sich nach der Höhe der verkehrenden Fuhrwerke; diese Höhe wird durch Verhandlungen mit den maßgebenden Behörden festgestellt. Zahlen folgen weiter unten. — Bei Wasserläufen ohne Schiffahrts- oder Floßverkehr ist für den unter der Brücke freizuhaltenden lichten Raum das höchste Hochwasser maßgebend unter Zugabe eines Raums für im Wasser treibende Körper. Falls auf dem Wasserlaufe Schiffahrt betrieben wird, so ist außerdem über höchstem schiffbaren Wasserstand noch eine den Abmessungen der Fahrzeuge entsprechende Höhe freizulassen. Diese Höhe braucht aber nicht immer auf die ganze Lichtweite der Brückenöffnung vorhanden zu sein (vgl. auch Kap. IX: »Wasserbau« dieses Lehrbuchs).

§ 3. Hauptmaße der Brücken. Bestimmend für den Brückenbau sind: die Lichtweite der einzelnen Öffnungen und die Gesamtlichtweite, die lichte Höhe des unteren Verkehrswegs, die Breite des Fahrwegs und der Fußwege auf der Brücke, die lichte Höhe über der Brückenbahn.

Die Lichtweite muß bei Bächen, Flüssen und Strömen so gewählt werden, daß auch das größte Hochwasser ohne schädlichen Stau und ohne zu große Wassergeschwindigkeit abgeführt werden kann. Bei mittleren und großen Flüssen wird die ermittelte Gesamtlichtweite in mehrere Einzellichtweiten zerlegt, die nicht gleich groß zu sein brauchen. Die Einzellichtweiten sind bei schiffbaren und von Flößen befahrenen Flüssen und Strömen von den Abmessungen der Schiffe und Flöße abhängig und bei manchen Flüssen sehr bedeutend (vgl. Kap. Wasserbau). — Bei Schiffahrtskanälen schränkte man früher die Kanalbreite unter den Brücken ein, um an Brückenlänge zu sparen; neuerdings aber führt man den Kanal auch unter den Brücken in vollem Querschnitt durch (vgl. Elbe-Trave-Kanal, Zeitschr. d. Ver. deutsch. Ing. 1900, S. 756) und führt auch beiderseits Leinpfade unter der Brücke durch. — Die Festsetzung der Lichtweite bei Flüssen und Strömen wird vielfach dadurch erleichtert, daß sie nach einer nahegelegenen Brücke bestimmt werden kann, welche über denselben Fluß führt und für die Abführung der gleichen oder nahezu gleichen Wassermenge erfahrungsgemäß genügt hat.

Für Brücken über Eisenbahnen ist die Lichtweite nach der Zahl der zu überbrückenden Gleise unter Rücksichtnahme auf die Umgrenzung des lichten Raumes zu bestimmen. Überführungen von Wegen über Bahnhöfe mit vielen Gleisen erfordern gewöhnlich eine Anzahl von Mittelpfeilern, welche als gemauerte oder, damit man mit geringere Breite auskomme, als eiserne hergestellt werden. Die Entfernung der Pfeilervorderfläche von der Mitte des nächsten Gleises muß mindestens 2,20 m betragen; wegen unbehinderten Verschubgeschäfts, und um spätere Gleisverschiebungen zu ermöglichen, wähle man den Abstand lieber etwas größer, 2,40 bis 2,50 m.

Bei Brücken über Straßen ist die zu wählende Lichtweite von der Größe des Verkehrs auf der Straße abhängig. In Städten ist eine Einschränkung der Breite unter der Brücke gegenüber derjenigen der anschließenden Straße nur ausnahmsweise zulässig.

Die Lichthöhen werden bei Brücken über Eisenbahnen von der Schienenoberkante (S. O.) aus gemessen, bei Brücken über Straßen von der Fahrbahnoberkante in Straßenachse.

Lichte Weiten und Höhen bei verschiedenen Brücken.

Brücke über eingleisiger Hauptbahn:

Lichtweite $\geqq$ 4,40 m, Lichthöhe = 5,0 m.

Brücke über zweigleisiger Hauptbahn:

Lichtweite = 7,9 bis 8,4 m, Lichthöhe = 5,0 m.

Brücke über Fußweg (Fußwegunterführung):

Lichtweite $\geqq$ 2,0 m, Lichthöhe $\geqq$ 2,5 m.

Brücke über Straße (Straßenunterführung):

Maßgebend sind die Abmessungen der Fuhrwerke, welche auf der Straße verkehren. Gewöhnliche Landfuhrwerke erfordern einschließlich des Spielraums 2 m Breite, 2,75 m Höhe; sperrige Fuhrwerke 2,5 bis 3 m Breite und bis 5 m Höhe. Ausnahmsweise kommen noch höhere Fuhrwerke vor, auf die man aber keine Rücksicht zu nehmen braucht. — Ein Reiter beansprucht 2 m Breite, 2,75 m Höhe. — Je nach der Größe des Verkehrs wird die Lichtweite 5 bis 6 m und mehr, die Höhe gewöhnlich 4,5 bis 5 m betragen.

Brücke über nicht floßbarem Bach:

Lichtweite $\geqq$ 0,6 m, Lichthöhe 0,3 bis 1 m über Hochwasser und wenigstens 0,75 m über dem Wasserstand mit Eisgang.

Brücke über Schiffahrtskanal:

Lichtweite muß ausreichen, um jederzeit einen Leinpfad von 2 m Breite anzuordnen; Lichthöhe (3,2) 3,5 bis 4,2 m über höchstem Kanalwasserstand (3,2 m in Berlin, 3,5 m beim Oder-Spree-Kanal, 4 m beim Dortmund-Ems-Kanal, 4,2 m über höchstem schiffbaren Elbhochwasser beim Elbe-Trave-Kanal; beim Teltow-Kanal in zwei Strecken 20 m Lichtweite, 4 m Lichthöhe über höchstem Wasserstand) (Deutsche Bauz. 1903, S. 106).

Brücken über Flüssen und Strömen:

Lichtweiten von der Hochwassermenge und den Abmessungen der Schiffe und Flöße abhängig. Auf dem Rhein wurde bei den Wormser Rheinbrücken eine gesamte Lichtweite von 300 m bei Mittelwasser und ferner verlangt, daß keine Öffnung bei Mittelwasser im Wasserspiegel kleinere Lichtweite als 90 m biete; bei der Bonner Rheinbrücke wurde gar eine 150 m weite Mittelöffnung, bei Düsseldorf wurden zwei Öffnungen von je 180 m Weite verlangt.

Lichthöhe. Alle Teile der Konstruktion sollen wenigstens 0,5 m über Hochwasser, ferner so hoch über höchstem schiffbaren Hochwasserstand liegen, wie die Schiffahrt es verlangt. Diese Höhe braucht aber nicht auf die ganze Lichtweite freigehalten zu werden; an den Seiten kann die Überbaukonstruktion unter diese Linie hinabreichen. Bei der Rheinbrücke bei Bonn war für jede Seitenöffnung eine freizuhaltende Höhe von 8,8 m über höchstem schiffbaren Wasserstand auf 60 m Breite vorgeschrieben.

§ 4. Allgemeine Regeln, betreffend die Grundriß- und Höhenlage kleiner Brücken.

1. Als Schnittwinkel der Achsen beider Verkehrswege ist womöglich ein rechter Winkel zu wählen. Eine gerade Brücke ist einfacher und billiger, als eine schiefe.

2. Kann man die Brücke nicht als gerade herstellen, so erstrebe man, daß der Schnittwinkel der Achsen möglichst wenig von einem rechten Winkel verschieden sei.

3. Reichlicher Raum zwischen der Fahrbahnhöhe und der Oberkante des über dem unteren Wege freizuhaltenden lichten Raums ist günstig. Wünschenswert ist, daß man die ganze Überbaukonstruktion unter die Fahrbahn legen kann. Das ist stets erforderlich bei gewölbten Brücken.

4. Man kann häufig bei kleinen Bauwerken eine schiefe Brücke dadurch vermeiden, daß man den unteren Weg, Bach u. dgl. verlegt. Dadurch erreicht man auch den Vorteil, daß man das Bauwerk herstellen kann, ohne durch den Verkehr auf dem unteren Wege gestört zu werden; Durchlässe können dann ganz im Trocknen erbaut werden, da der Bach erst nach Fertigstellung des Durchlasses in das neue Bett geleitet wird. Ein Beispiel gibt die Abb. 2 [1]); das Flüßchen, die Wumure, ist verlegt, wodurch die Erbauung der Brückenpfeiler im Trocknen möglich wurde und die schiefe Brücke vermieden werden konnte.

[1]) Die Abb. 2 ist dem »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, 3. Aufl., Bd. II, Kap. I: »Die Brücken im allgemeinen«, bearb. von Geh. Baurat Prof. Th. Landsberg, entnommen.

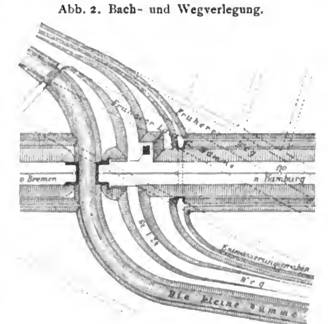
§ 5. Die auf die Brücken wirkenden Kräfte. Die Brücken werden hauptsächlich in Anspruch genommen durch:

a) das Eigengewicht;
b) die Verkehrslasten;
c) den Winddruck;
d) die Fliehkraft (Brücken in Kurven).

Auf die weiter noch wirkenden Kräfte, Erddruck, Wasserdruck usw., braucht hier nicht besonders eingegangen zu werden.

a) Eigengewicht. I. Steinbrücken. Das gesamte Gewicht setzt sich zusammen aus dem Gewicht der Fahrbahn, der Konstruktion zwischen Fahrbahn und tragendem Gewölbe, und des Gewölbes mit seiner Abdeckung. Die Zwischenkonstruktion ist vielfach eine Hinterfüllung aus durchlässigem Material (Sand u. dgl.). Man kann annehmen: Gewicht der Fahrbahn bei Eisenbahnbrücken: 1200 kg für das qm; Gewicht der Fahrbahn bei Straßenbrücken: Schotter, im Mittel 25 cm stark, oder Pflaster 17 cm stark auf 6 cm starkem Sandbett, 550 bis 600 kg für das qm. Abdeckung des Gewölbes: 300 kg für das qm. Das Gewicht des Hinterfüllungsmaterials beträgt 1800 bis 2000 kg/cbm.

Abb. 2. Bach- und Wegverlegung.



Das Gewölbegewicht ist unter Zugrundelegung von folgenden Gewichten zu berechnen. Es wiegt im Mittel:

1 cbm Ziegelmauerwerk		1600 bis 1800 kg;
1 cbm Beton		2200 bis 2400 kg;
1 cbm Bimsbeton		1300 kg;
1 cbm Schlackenbeton		1400 kg;
1 cbm Bruchsteinmauerwerk	aus Kalkstein	2300 kg;
	aus Sandstein	2200 kg;
	aus Granit	2500 kg.

II. Eiserne Brücken. Das Eigengewicht für die Einheit (Längeneinheit bzw. Flächeneinheit) ist mit von der Stützweite abhängig. Es ist üblich und zweckmäßig, bei Eisenbahnbrücken das Gewicht für das laufende Meter Gleis anzugeben, bei Straßenbrücken, wegen der sehr verschiedenen Brückenbreiten, für das Quadratmeter Grundfläche.

α) *Eiserne Eisenbahnbrücken.*

l ist die Stützweite in Metern, g ist das Gewicht für das laufende Meter Gleis. Bei zweigleisigen Brücken sind demnach die folgenden Zahlenwerte zu verdoppeln.

1. Blechbrücken für Hauptbahnen, Stützweite l von 10 bis 25 m[2]).
Ohne Kiesbettung auf der Brücke; Fahrbahn auf den Hauptträgern.

Hauptträgerentfernung 1,8 m: $g = 880 + 54\,l$.
Hauptträgerentfernung 2,0 m: $g = 1015 + 54\,l$.

[2]) Nach F. DIRKSEN, Hilfswerte für das Entwerfen und die Berechnung von Brücken mit eisernem Überbau, Berlin 1905.

Ohne Kiesbettung auf der Brücke; Fahrbahn zwischen den Hauptträgern.

Hauptträgerentfernung
- 3,0 m $g = 1245 + 44\,l$
- 3,3 m $g = 1330 + 44\,l$
- 3,7 m $g = 1450 + 44\,l$

} Fußweg nur einseitig.

Mit Kiesbettung auf der Brücke; Fahrbahn zwischen den Hauptträgern.

	Ohne seitliche Kiesabschlußbleche	Mit seitlichen Kiesabschlußblechen
Hauptträgerentfernung 3,3 m	$g = 3780 + 49\,l$	$g = 3720 + 49\,l$
Hauptträgerentfernung 3,7 m	$g = 4370 + 49\,l$	$g = 4030 + 49\,l$.

Für die Stützweiten von 10 bis 25 m ergibt sich folgende Tabelle:

Tabelle I. Eigengewichte von Eisenbahnbrücken von 10 bis 25 m Stützweite.

Konstruktion	Hauptträger-abstand, m	Stützweite l: in Metern 10	12	15	18	20	22	25	
Keine Bettung: Fahrbahn auf den Hauptträgern	1,8	1420	1530	1690	1855	1960	2070	2230	Kilogramm für das laufende Meter Gleis
	2,0	1555	1665	1828	1990	2095	2205	2365	
Keine Bettung: Fahrbahn zwischen d. Hauptträgern	3,0	1685	1775	1905	2040	2125	2215	2345	
	3,3	1770	1860	1990	2125	2210	2300	2430	
	3,7	1890	1980	2110	2245	2330	2420	2550	
Bettung auf der Brücke, Fahrbahn zwischen den Hauptträgern. Keine besonderen Kiesabschlußleisten	3,3	4270	4370	4515	4665	4760	4860	5005	
	3,7	4860	4960	5105	5255	5350	5450	5595	
Bettung auf der Brücke, Fahrbahn zwischen den Hauptträgern. Mit besonderen seitlichen Kiesabschlußleisten	3,3	4210	4310	4455	4605	4700	4800	4945	
	3,7	4520	4620	4765	4915	5010	5110	5255	

2a. Blechbrücken für vollspurige Lokalbahnen:

Hohe Fahrbahn $g = 292 + 31\,l$; tiefe Fahrbahn $g = 462 + 32\,l$.

2b. Blechbrücken für schmalspurige Lokalbahnen, Spurweite 1,0 m:

Hohe Fahrbahn $g = 305 + 26\,l$; tiefe Fahrbahn $g = 425 + 27\,l$.

3. Fachwerksbalkenbrücken für Hauptbahnen:

$\alpha\alpha$) Ohne Bettung auf der Brücke, Fahrbahn oben:

Hauptträgerentfernung
- 2,5 m, $g = 1580 + 27\,l$.
- 3,5 m, $g = 1670 + 27\,l$.

$\beta\beta$) Ohne Bettung auf der Brücke, Fahrbahn unten:

		$l = 20$ m bis 40 m,	$l = 40$ m bis 80 m.
Hauptträgerentfernung	4,8 m,	$g = 1820 + 27\,l$,	$g = 1960 + 27\,l$.
	4,9 m,	$g = 1845 + 27\,l$,	$g = 1985 + 27\,l$.
	5,0 m,	$g = 1890 + 27\,l$,	$g = 2030 + 27\,l$.

$\gamma\gamma$) Mit Bettung auf der Brücke. Tiefe Fahrbahn. Bettungskoffer 3,3 m breit.

Bettung 0,36 m stark, $g = 3580 + 62\,l$.

Bettung 0,23 m stark, $g = 2530 + 57\,l$.

Die Bettungsstärke ist von Oberkante Buckelplatte bis Oberkante Schwelle gerechnet; für zwischenliegende Bettungsstärken kann interpoliert werden.

4. Bogenbrücken für Hauptbahnen. Die Eigengewichte der Bogenbrücken fallen nahezu ebenso aus wie diejenigen der Balkenbrücken, wenn auch die Hauptträger bei letzteren etwas schwerer sind. Für überschlägliche Berechnungen kann man bei Brücken ohne durchgehende Bettung rechnen:

bei einem Abstande der Hauptträger von 2,5 m, $g = 1200 + 30\,l$; 3,5 m, $g = 1300 + 30\,l$ für das laufende m Gleis.

Man erhält für:

		$l =$	10	15	20	30	40	50	60 m.
Hauptträger-Abstand	2,5 m,	$g =$	1 500	1 650	1 800	2 100	.	.	. kg.
	3,5 m,	$g =$	1 600	1 750	1 900	2 200	2 500	2 800	3 100 kg.

β) *Eiserne Straßenbrücken.* In nachstenden Formeln bedeutet:

g das Eigengewicht der Brücke für das qm Fahrbahn in Kilogramm,
g_1 das Eisengewicht der Brücke für das qm Fahrbahn in Kilogramm,
g_2 das Eisengewicht etwa außerhalb der Hauptträger angeordneter Fußwege einschließlich der erforderlichen Verstärkung der Hauptträger, aber ohne die Geländer, für das qm Fußweg.
l die Stützweite in Metern.

A) Balkenbrücken (nach Engesser).

1. Landstraßenbrücken mit doppeltem Bohlenbelag:
$g = 215 + 2{,}3\,l + 0{,}02\,l^2$, $g_1 = 105 + 2{,}3\,l + 0{,}02\,l^2$,
$g_2 = 60 + 2{,}3\,l$.

2. Landstraßenbrücken mit Beschotterung:
$g = 590 + 2{,}8\,l + 0{,}025\,l^2$, $g_1 = 190 + 2{,}8\,l + 0{,}025\,l^2$,
$g_2 = 60 + 2{,}3\,l$.

3. Stadtstraßenbrücken mit doppeltem Bohlenbelag:
$g = 295 + 2{,}7\,l + 0{,}021\,l^2$, $g_1 = 155 + 2{,}7\,l + 0{,}021\,l^2$,
$g_2 = 80 + 2{,}7\,l$.

4. Stadtstraßenbrücken mit Beschotterung:
$g = 730 + 3{,}2\,l + 0{,}028\,l^2$, $g_1 = 250 + 3{,}2\,l + 0{,}028\,l^2$,
$g_2 = 80 + 2{,}7\,l$.

5. Stadtstraßenbrücken mit Pflasterung:
$g = 960 + 3{,}7\,l + 0{,}029\,l^2$, $g_1 = 260 + 3{,}7\,l + 0{,}029\,l^2$,
$g_2 = 80 + 2{,}7\,l$.

B) Bogenbrücken.

1. Landstraßenbrücken mit doppeltem Bohlenbelag:
$g = 250 + 1{,}9\,l + 0{,}017\,l^2$.

2. Landstraßenbrücken mit Beschotterung:
$g = 610 + 2{,}1\,l + 0{,}022\,l^2$.

3. Stadtstraßenbrücken mit Beschotterung:
$g = 655 + 2{,}1\,l + 0{,}022\,l^2$.

4. Stadtstraßenbrücken mit Steinpflaster:
$g = 712 + 6{,}0\,l + 0{,}01\,l^2$.

5. Stadtstraßenbrücken mit Holzpflaster:
$g = 532 + 5{,}4\,l + 0{,}01\,l^2$.

III. Holzbrücken. Es sind nachstehend nur die Eigengewichte der hölzernen Straßenbrücken angegeben, da hölzerne Eisenbahnbrücken nur ganz ausnahmsweise (als Interimsbrücken u. dgl.) ausgeführt werden. Die Gewichte der einzelnen Teile sind gesondert angegeben, sämtlich in Kilogramm für das Quadratmeter der Grundfläche; l bedeutet die Stützweite der Träger in Metern.

1. Gewicht der Fahrbahn:

Einfacher Bohlenbelag im Mittel . .	130 kg/qm.
Doppelter Bohlenbelag im Mittel .	170 kg/qm.
Holzpflaster im Mittel	300 kg/qm.
Schotter im Mittel	380 kg/qm.

2. Gewicht des Fußwegs:

Einfacher Bohlenbelag im Mittel . . 150 kg/qm.

3. Geländer für das lauf. Meter 50—160 kg, im Mittel 85 kg/m.

4. Einfache Balkenbrücken: Balkengewicht für das Quadratmeter Brückenbahn, falls verkehren:

leichte Wagen	$g' = 11\,l$ bis $13\,l$	kg/qm.
schwere Wagen	$g' = 15\,l$ bis $17\,l$	
sehr schwere Wagen . . .	$g' = 17\,l$ bis $19\,l$	

Die kleineren Zahlen gelten für Bohlenbelag, die größeren für Schotter. Der Abstand der rechteckigen Balken ist von Mitte zu Mitte zu 0,8 m angenommen. Bei

0,8 m	1,0 m	1,2 m	Abstand sind obige Zahlen mit
1,0	0,85	0,75	zu multiplizieren.

5. Verzahnte und verdübelte Balken:

Gewicht der Balken für das Quadratmeter Brückenbahn:

	Verzahnte Träger	Verdübelte Träger	
Für leichte Wagen . . .	$g' = 16\,l$	$g' = 13\,l$	kg/qm
für schwere Wagen . . .	$g' = 17\,l$	$g' = 14\,l$	
für sehr schwere Wagen .	$g' = 18\,l$	$g' = 15\,l$	

Abstand der Balken ist von Mitte zu Mitte zu 1,2 m angenommen. Vorstehende Formeln sind aus: WINKLER, Die hölzernen Balkenbrücken, 2. Aufl., Wien 1887.

b) Die Verkehrslasten. α) *Die Verkehrslasten der Eisenbahnbrücken.* Die Brückenverordnung für die preußisch-hessischen Staatsbahnen vom 1. Mai 1903 schreibt vor:

Es ist ein Zug aus zwei Lokomotiven in ungünstigster Stellung mit einer unbeschränkten Zahl einseitig angehängter Güterwagen mit den in Abb. 3 [3]) angegebenen Radständen und Achsbelastungen anzunehmen.

Abb. 3. Lastenzug der preußischen Staatseisenbahnen.

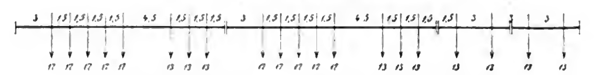


Abb. 4. Belastung für kleine Brücken, Quer- und Schwellenträger.

[3]) Die Abb. 3 bis 9 sind dem »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, 3. Aufl., Bd. II, Kap. VII: »Die eisernen Brücken im allgemeinen«, bearbeitet von Hofrat Prof. I. E. BRIK und Geh. Baurat Prof. TH. LANDSBERG, entnommen.

Bei Berechnung kleinerer Brücken, auf denen weniger als fünf Achsen Platz haben, sowie für Quer- und Schwellenträger sind, soweit sich dadurch größere Beanspruchungen ergeben, als durch die vorstehende Lokomotive, folgende Belastungen anzunehmen:

eine Achse mit 20 t Belastung oder
zwei Achsen mit je 20 t Belastung oder
drei Achsen mit je 19 t Belastung oder
vier Achsen mit je 18 t Belastung (Abb. 4).

Nimmt man das Gewicht der Lokomotive mit Tender gleichmäßig über ihre ganze Länge verteilt an, so erhält man als Belastung für das laufende Meter Gleis 6,88 t/m, die Belastung durch Wagen zu 4,33 t/m bei der entsprechenden Annahme.

Bei Berechnung gewölbter Brücken rechnet man zweckmäßig mit gleichmäßig verteilter Verkehrslast; nimmt man an, daß die auf ein Gleis kommende Verkehrslast sich auf eine Breite von 4,0 m verteilt, so erhält man für die preußischen Belastungsvorschriften (für kleine Weiten sind die größeren Achslasten 20 t bis 18 t gerechnet) folgende Belastungen für ein Quadratmeter Grundfläche:

Belastungslängen	4	5	6	8	10	12	15	20	30	40	Meter
Belastung für das Quadratmeter Grundfläche . .	3,5	3,6	3,54	2,66	2,12	2,30	2,27	2,1	1,85	1,7	Tonnen

Die Unregelmäßigkeit zwischen 10 m und 12 m hat ihren Grund darin, daß von $l = 12$ m an zwei Lokomotiven mit gegeneinandergekehrten Schornsteinen gerechnet sind. — Als Belastungslänge ist entweder die ganze Brückenweite oder die halbe Brückenweite einzuführen. Darüber ist zu vergleichen: § 12 unter 5.

β) *Verkehrslasten der Straßenbrücken.* Mögliche Verkehrslasten sind:
Menschengedränge auf der ganzen Brücke oder einem Teile derselben;
schwerste auf der Brücke verkehrende Lastwagen;
eine Dampfwalze.

Abb. 5. Lastwagen für Straßen mit starkem Verkehr.

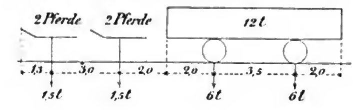


Abb. 6. Lastwagen für Straßen mit mittlerem Verkehr.

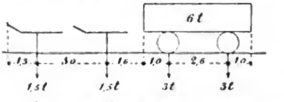
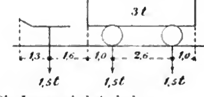


Abb. 7. Lastwagen für Straßen mit schwachem Verkehr (Wirtschaftswege).



Breite der Wagen = 2,2 m, Spurweite derselben = 1,3 m. Die Lasten sind Achslasten.

Je nach der Bedeutung der Straße, welcher die Brücke angehört, werden verschieden schwere Lastwagen angenommen. Es kann vorausgesetzt werden, daß sich gleichzeitig nur ein sehr schwerer Wagen auf der betr. Brückenöffnung befindet, außerdem aber an den nicht vom Lastwagen besetzten Stellen Menschengedränge, oder daß zwei Reihen

mittelschwerer Wagen nebst Menschengedränge neben, vor und hinter den Wagen die Brückenöffnung belasten. Abb. 5, 6 und 7 führen Lastwagen vor, welche den Berechnungen zugrunde gelegt werden können.

Die Belastung durch Menschengedränge kann angenommen werden:

Für die Berechnung der Hauptträger . . . . = 400 kg/qm.

Für die Berechnung der Querträger, Fahrbahnteile, Fußwegkonsolen usw. . . . . = 560 kg/qm.

Die Dampfstraßenwalze kann 16 bis 18 t schwer angenommen werden (Abb. 8 u. 9).

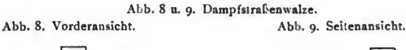
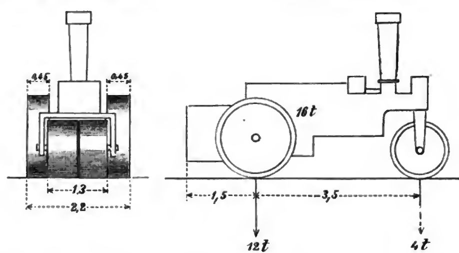


Abb. 8 u. 9. Dampfstraßenwalze.

Abb. 8. Vorderansicht. Abb. 9. Seitenansicht.



Bei Straßenbrücken rechnet man häufig bequemer mit gleichförmig verteilten Belastungen, statt mit den wirklichen Wagenlasten. Nach ENGESSER kann man die Verkehrslast p für ein Quadratmeter Grundfläche bei einer Brücke von l Meter Stützweite setzen:

bei Stadtstraßenbrücken $p = \left(0{,}44 + \frac{1{,}4}{l_m}\right)$ Tonnen/qm,

bei Landstraßenbrücken $p = \left(0{,}36 + \frac{1{,}2}{l_m}\right)$ Tonnen/qm.

Gegen die Geländer der Brücken kann eine wagerechte Belastung von 100 kg für das laufende Meter ausgeübt werden.

c) **Der Winddruck** ist bei belasteter Brücke mit 150 kg/qm, bei unbelasteter Brücke mit 250 kg/qm in Rechnung zu stellen. Bei einem Winddruck, der größer als 150 kg/qm ist, können Eisenbahnzüge nicht mehr verkehren, es braucht deshalb für belastete Brücken ein größerer Winddruck nicht angenommen zu werden. Das unbelastete Bauwerk muß aber auch dem größten Winddruck von 250 kg/qm sicher widerstehen.

Der auf der Windseite liegende Träger ist mit seiner vollen getroffenen Fläche in die Rechnung einzuführen, der oder die hinter diesem liegenden Träger nur mit einem Teil ihrer Ansichtsfläche; je größer die Öffnungen im ersten Träger sind, desto größer ist auch der Bruchteil der Ansichtsfläche des hinteren Trägers, welcher als vom Winde getroffen anzunehmen ist. Im Mittel kann man die Hälfte annehmen.

Die Angriffsfläche des Eisenbahnzuges kann als ein Rechteck von 3,0 m Höhe eingeführt werden, dessen Höhe von Schienenoberkante aus gerechnet wird. Man bezeichnet die vom Winde getroffene Fläche der Nutzlast als das »Verkehrsband«. Bei Straßenbrücken wird das Verkehrsband 2,5 bis 3,0 m hoch von Fahrbahnoberkante aus angenommen.



d) Die Fliehkraft ist nur für Eisenbahnbrücken von Bedeutung. Bei einem Gewichte G des in der Krümmung vom Halbmesser R mit der Geschwindigkeit v sich bewegenden Körpers ist die Fliehkraft $C = \frac{G}{9,81} \cdot \frac{v^2}{R}$ (G in Tonnen, v und R in Metern).

Es wird empfohlen, die Fliehkraft bei größeren Brücken (von mehr als 20 m Stützweite) als gleichmäßig über die Zuglänge verteilte wagerechte Kraft $= \frac{61}{R}$ Tonnen für das laufende Meter des Zuges einzuführen, außerdem aber am Kopf des Zuges eine wagerechte Einzelkraft $= \frac{1800}{R}$ Tonnen.

B. Die Steinbrücken.

Bearbeitet von Geh. Baurat Prof. Dr. Ing. **Th. Landsberg** in Berlin und Dr. Ing. **Ph. Völker** in Mannheim.

§ 6. Einleitung und Allgemeines. Als Stein- oder allgemeiner als massive Brücken bezeichnet man nach § 1 diejenigen Brücken, deren Überbau aus Mauerwerk hergestellt ist. Da das Mauerwerk sowohl aus natürlichen als auch aus künstlichen Steinen bestehen kann, rechnet man die Beton- und die Eisenbetonbrücken ebenfalls zu den Steinbrücken. Die einfachste und älteste Form der Steinbrücken sind die Plattenbrücken, welche nur für geringe Spannweiten anwendbar und zweckmäßig sind. Zur Vergrößerung der Spannweite führte man die sog. Kragsteinbrücken aus, welche den Übergang zu den gewölbten Brücken bilden, der fast ausschließlichen Anwendungsform der Steinbrücken. Schon die Römer haben gewölbte Brücken bis zu 30 m Spannweite errichtet, die zum Teil jetzt noch erhalten sind. Die konstruktive und wissenschaftliche Ausbildung der gewölbten Brücken wurde in der Neuzeit besonders in Frankreich gefördert; durch die Verwendung des Betons und Eisenbetons zum Bau gewölbter Brücken, sowie durch Vervollkommnung der Rüstungen und maschinellen Hilfsmittel hat dieser Zweig des Brückenbaues in neuerer Zeit einen großen Aufschwung genommen. Diese Fortschritte gestatteten nicht nur eine Vergrößerung der Spannweite, sondern auch eine Verringerung der Pfeilverhältnisse und der Wölbstärken. Als Beispiele, wie weit der Bau gewölbter Brücken jetzt gediehen ist, seien hier erwähnt die Brücke über die Pétrusse in Luxemburg mit 72 m Kämpferweite und 84 m Abstand der Widerlager, sowie die Brücke über das Syratal bei Plauen im Vogtland mit 90 m Weite.

Erst in neuerer Zeit ist es durch Verwendung des Eisenbetons gelungen, auch die Plattenbrücken mit größeren Stützweiten auszuführen. Diese Konstruktionen treten deshalb bei kleinen und mittleren Stützweiten infolge der geringeren erforderlichen Bauhöhe und der kleineren Abmessungen der Pfeiler und Widerlager häufig mit den Wölbbrücken erfolgreich in Wettbewerb.

§ 7. Die Baustoffe der steinernen Brücken. Für die Herstellung und den Bestand der massiven Brücken sind vor allem die Eigenschaften der verwendeten Baustoffe maßgebend. Die Hauptbaustoffe sind die Bausteine und die Mörtel.

Die Bausteine müssen wetter- und frostbeständig sein und sich bei genügender Festigkeit gut bearbeiten lassen. Man unterscheidet natürliche und künstliche Bausteine. Von ersteren eignen sich besonders als Baustoffe die besseren Sandsteine und die Kalksteine wegen ihrer Lagerhaftigkeit und guten Bearbeitungsfähigkeit bei der erforderlichen Festigkeit, während die Massengesteine (Granit, Syenit, Porphyr, Melaphyr) sich weniger gut eignen, da sie zwar sehr hart und beständig, jedoch schwer zu bearbeiten

sind. Von künstlichen Steinen kommen hauptsächlich die Ziegel- oder Backsteine in Betracht. Das Mauerwerk kann aus regelrecht bearbeiteten Steinen (Quadern, Hausteinen) oder aus wenig oder gar nicht bearbeiteten Steinen (Bruchsteinen) hergestellt werden. Häufig verwendet man beide Arten gleichzeitig, indem Hausteine nur für die sichtbaren Flächen, im übrigen dagegen Bruchsteine benutzt werden (sog. gemischtes Mauerwerk).

Die Bindemittel, die Mörtel, sind für die Beschaffenheit des Mauerwerks von nicht geringerer Bedeutung als die Bausteine. Im Brückenbau kommen hauptsächlich hydraulische, d. h. auch unter Wasser erhärtende Bindemittel in Frage. Hydraulische Mörtel werden hergestellt mit hydraulischem Kalk, auch Mager- oder Wasserkalk genannt, natürlichem oder Romanzement, künstlichem oder Portlandzement, sowie aus Fett- oder Weißkalk mit hydraulischen Zuschlägen. Als solche kommen hauptsächlich Traß, seltener Puzzolane in Frage. Die Festigkeit und Frostbeständigkeit des Mörtels muß derjenigen der Bausteine angepaßt sein. Das Mischungsverhältnis, d. h. die Anzahl der Raumteile Sand, welche auf einen Raumteil Bindemittel entfallen, bestimmt sich daraus, daß alle Zwischenräume des Sandes mit Bindemitteln ausgefüllt sein sollen. Der hydraulische Kalkmörtel besteht aus 1 Raumteil hydraulischem Kalk und 2 bis 3 Raumteilen scharfem Sand. Der Portlandzementmörtel enthält: 1 RT. Zement auf 2 bis 5 RT. Sand. Zementmörtel mit 5 oder mehr Teilen Sand gewinnt an Festigkeit durch einen Zuschlag von Fettkalk oder Traß. Verlängerter Zementmörtel, magerer Kalkzementmörtel enthält 1 RT. Zement, 1 RT. Kalkteig und 6 bis 7 Teile Sand. Traß wird nicht nur dem Zementmörtel, sondern auch dem Kalkmörtel als Zuschlag beigegeben. Traßkalkmörtel erreicht indessen nicht die Druckfestigkeit des Traßzementmörtels, er ist jedoch wasserdichter und dabei billiger als letzterer.

Bei der Bereitung von Wasserkalkmörtel werden die Zusatzstoffe mit dem Kalkpulver in trockenem Zustande gut durchgearbeitet, worauf der Wasserzusatz erfolgt, nach welchem die Masse nochmals durchgearbeitet wird. Abgestandener Mörtel darf nicht mehr verwendet werden. Als abgestanden sind anzusehen:

Verlängerter Traßkalkmörtel. . . .	6 Stunden	nach der Bereitung.
Traßmörtel und Kalkzementmörtel .	3 »	
Zementmörtel.	½ Stunde	

Beton ist eine Mischung des Bindemittels mit Sand und Kies oder Steinschlag. Die Bezeichnungen für Beton sind verschieden je nach Art des Bindemittels (Zementbeton, Traßbeton), des Zuschlagsstoffs (Kies-, Schotter-, Bims-, Schlackenbeton) und der Herstellung (Stampf-, Gußbeton). Von obigen Arten kommt hier fast ausschließlich der Zementbeton (aus Portlandzement) und zwar als Stampfbeton in Betracht. Der Portlandzement muß bestimmten Bedingungen genügen, für welche in den meisten Kulturstaaten einheitliche Vorschriften bestehen. Der zur Verwendung gelangende Sand und Kies muß scharfkantig und von lehmigen und pflanzlichen Bestandteilen und sonstigen Verunreinigungen frei sein. Sämtliche Hohlräume des Kieses müssen mit Mörtel gut ausgefüllt sein, wodurch sich die Größe des Sandzusatzes bestimmt. Die Mischung geschieht nach Raumteilen, besser aber nach Gewichtsteilen, wenigstens was den Zement anlangt, weil die Volumgewichte der verschiedenen Bestandteile, hauptsächlich dasjenige des Zementes, stark schwanken. Die zur Herstellung von Gewölben zweckmäßige Mischung besteht aus 1 Teil Portlandzement, 2 bis 5 Teilen Kiessand und 3 bis 6 Teilen Kiessteinen oder Steinschlag. Letzterer besteht aus Granit- oder Basaltschotter oder einem andern geeigneten Steinmaterial. Die Korngröße des Kiessandes beträgt hierbei gewöhnlich 0—7 mm, diejenige der Kiessteine oder des Steinschlags 7—25 mm. Nur bei größeren Mauerstärken sind Korngrößen der Zuschläge über 25 mm zweckmäßig. Die

Festigkeit des Betons ist abhängig von dem Mischungsverhältnis, der Art der Anfertigung, der Erhärtungsdauer und dem zur Herstellung der Mischung erforderlichen Wasserzusatz. Zur Bereitung des Betons benutzt man im allgemeinen nur langsam bindenden Zement. Schnellbindender Zement darf nur in äußersten Fällen Verwendung finden, z. B. für die Herstellung der Fundamente bei großem Wasserandrang. Über die Vorbereitung, Ausführung und Prüfung von Bauten aus Stampfbeton hat der deutsche Betonverein besondere Leitsätze aufgestellt (Februar 1905). Weitere Angaben über die Bereitung, Verarbeitung und die sonstigen Eigenschaften des Betons finden sich in § 8, e und f. Es ist üblich, bei dem Mauerwerk massiver Brücken mit 10facher Sicherheit zu rechnen, d. h. die wirklich auftretende Beanspruchung darf $\frac{1}{10}$ der Druckfestigkeit des betr. Baustoffs und des Mörtels nicht überschreiten. Bei größeren Gewölben, die unter Berücksichtigung der ungünstigsten Belastungsverhältnisse berechnet sind, kann man den Sicherheitsgrad etwas verringern. Zugspannungen sucht man im Mauerwerk, falls keine Eiseneinlagen angeordnet werden, möglichst zu vermeiden.

In nachstehender Tabelle sind die zulässigen Beanspruchungen und die spezifischen Gewichte der Baustoffe massiver Brücken zusammengestellt.

Tabelle II. Zulässige Beanspruchungen und spezifische Gewichte der Baustoffe massiver Brücken.

Baustoff	Druckfestigkeit in kg/qcm	zulässige Beanspruchung in kg/qcm auf				spez. Gewicht	Bemerkungen
		Druck (k_d)	Zug (k_z)	Schub (k_s)	Biegung (k_b)		
Basalt	1000—3000	50—100	nach Versuchen von BAUSCHINGER kann man setzen: $k_z = \frac{1}{16} k_d$	$k_s = \frac{1}{13} k_d$	$k_b = \frac{1}{6} k_d$	2,7—3,2	k_d gewöhnlich = 75
Granit	800—2000	40—80				2,50—3,0	» » = 45
Basaltlava	800	40		»	»	2,8—3,0	—
Kalkstein	400—1000	20—50		»	»	2,2—2,5	» » = 25
Sandstein	300—1800	15—30					» » = 20
Bestes Klinkermauerwerk in Zementmörtel	—	14—20	2,00			1,6—2,00	—
Ziegelmauerwerk in Zementmörtel	140	14	1,4			1,5—1,7	» » = 12
Ziegelmauerwerk in Kalkmörtel	70	7	0,7			1,5—1,7	—
Zementbeton: Mischung 1 : 3 bis 1 : 4	200—350	20—35	2,0	4,5	40	2,2	—
Mischung 1 : 2,5 : 5	140—250	14—25	1,5	3,0		2,2	—
Mischung 1 : 4 : 8	100	10	1,0	2,0		2,0	—
Rammpfähle:	Belastung eines Pfahles von 25 bis 30 cm mittlerem Durchmesser 10—15 t je nach Rammtiefe und Bodenart						—
Guter Baugrund:	2,5 kg/qcm; bei größerer Tiefe bis 5 kg/qcm						—

§ 8. Herstellung der Steinbrücken. Je nach der Art des verwendeten Baustoffes unterscheidet man bei den Stein- oder massiven Brücken:

I. Gewölbte Brücken:

a) Hausteingewölbe, b) Bruchsteingewölbe, c) Gewölbe aus gemischtem Mauerwerk, d) Backsteingewölbe, e) Betongewölbe, f) Betongewölbe mit Eiseneinlagen.

II. Platten- und Balkenbrücken:

a) aus Stein, b) aus Beton, c) aus Eisenbeton.

I. Gewölbte Brücken.

a) Die Hausteingewölbe erhalten radiale ebene Fugen. Bei kleinen Wölbstärken greifen die Steine ganz durch, bei größeren besteht das Gewölbe aus mehreren im Verband hergestellten Steinlagen. Die Stoßfugen der einzelnen Wölbschichten wechseln ab. Um ein Absplittern der Kanten zu verhüten, werden die Lagerflächen der einzelnen Werkstücke oft mit sog. Druckschiägen versehen. Beim Hausteingewölbe können ganze

Abb. 10 bis 12. Kuhhorn.

Abb. 10. Ansicht. Abb. 11. Querschnitt.

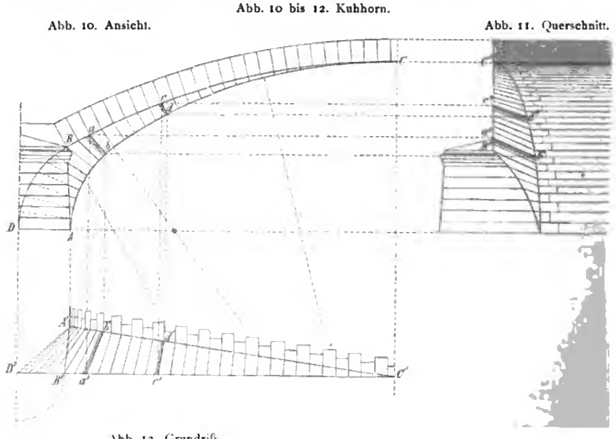


Abb. 12. Grundriß.

Schichten von Läufern mit ganzen Schichten von Bindern abwechseln, oder Läufer und Binder in einer und derselben Schicht vorkommen. Die Läufer verbinden das Mauerwerk in der Längsrichtung, die Binder in der Querrichtung. Der stärkste Querverband ergibt sich, wenn in einer Schicht Läufer und Binder stets abwechseln, jedoch genügt es, wenn die Binderflächen wenigstens $\frac{1}{4}$ der Stirnfläche einnehmen. In der Regel enthalten die Sichtflächen $\frac{1}{3}$ Binder und $\frac{2}{3}$ Läufer. Im übrigen werden die Hausteingewölbe nach den hier als bekannt anzunehmenden Regeln des Steinverbandes hergestellt.

Besonders zu besprechen ist der Steinschnitt bei Gewölben mit sog. Kuhhörnern. **Kuhhörner** sind trichterförmige Erweiterungen des Gewölbes nach den Stirnen zu. Sie werden angeordnet, wenn die Kämpfer der Gewölbe tiefer als das Hochwasser liegen, damit die Brückenöffnung ohne nachteiligen Stau durchströmt werden kann; an den Stirnen liegen hier die Kämpfer höher als in dem mittleren Teile des Gewölbes. Abb. 10

bis 12[4]) zeigen ein Kuhhorn in Ansicht, Grundriß und Querschnitt des Gewölbes. Das eigentliche Gewölbe ist nach einem Korbbogen AC, die Stirn nach einem Stichbogen BC geformt. Man teilt den Stirnbogen im Aufriß in eine ungerade Zahl von Teilen (wegen des Schlußsteins), zieht die Lagerfugen des Stirnbogens senkrecht zur innern Leibung und von den Teilpunkten auf dem Bogen BC aus Linien senkrecht zum Korbbogen AC im Aufriß. Nunmehr wird im Grundriß die Lage $A'C'$ der Linie angenommen, in welcher sich die Abschrägung und das eigentliche Gewölbe schneiden sollen; die zugehörigen Punkte ab, $a'b'$, cd, $c'd'$ werden aus dem Aufriß in den Grundriß übertragen, und man erhält so die Fugen für den abgeschrägten Teil. Abb. 11 zeigt dieselben auch in den Gewölbequerschnitt übertragen.

Die Werksteine werden bis zu einem Winkel der Lagerfläche von etwa 30° gegen die Wagerechte in vollem Mörtelbett, von da an neuerdings zunächst trocken versetzt, wobei man in die Lagerfugen zwischen den Wölbsteinen kurze Holzkeile an der innern und äußern Leibung einlegt. In die Fugen wird dann der möglichst trockene Mörtel mit schmalen Stampfeisen eingestoßen. Nach dem Ausstampfen der Fugen werden die Holzkeile entfernt und die Löcher mit Mörtel ausgefüllt.

Die Abb. 61 bis 63, S. 91 zeigen ein Beispiel eines Hausteingewölbes.

b) Die Bruchsteingewölbe. Zur Herstellung der Bruchsteingewölbe werden in der Regel lagerhafte Bruchsteine verwendet, so daß im Verband gemauert werden kann. Die Steine dürfen nicht aus schiefrigen, lebrigen Schichten genommen und nicht bruchfeucht verwendet werden. Sie müssen stets auf ihre natürliche Lagerfläche verlegt werden. Bei Gewölben unter 50 cm Stärke werden gewöhnlich nur Durchbinder verwendet. Die Stoßfugen greifen wenigstens 15 cm winkelrecht zur inneren Leibung in das Gewölbe ein und sind, ebenso wie die Lagerfugen, meistens 10 mm stark. Bei größeren Stärken werden die Gewölbe mit Schichtsteinen verkleidet. Diese sind in der Leibung mindestens 15 cm stark und nicht über 90 cm lang. Die Stoßfugen sind um wenigstens 10 cm zu versetzen. Alle Lagerfugen müssen beim Versetzen mit Zementmörtel ausgegossen werden. Die Breite der Läufer soll das einundeinhalbfache (min. 30 cm), ihre Länge das zwei- bis dreifache der Schichthöhe (min. 40 cm) betragen. Die Einbandtiefe der Binder ist gleich der zweiundeinhalbfachen Schichthöhe (min. 45 cm). Billiger ist die Ausführung ohne Verband. Hierbei können die Bruchsteine entweder zuerst trocken versetzt und die Zwischenräume erst nachträglich mit Mörtel vergossen werden, oder die Ausführung wird wie bei den Brücken aus lagerhaften Bruchsteinen vorgenommen. Die Bauweise, die Bruchsteine ohne Verband sofort in ein starkes Mörtelbett zu versetzen, wird von der Firma LIEBOLD in Holzminden bei ihren sog. Zement-Bruchsteinbrücken ausgeführt und ist zweckmäßig und billig.

c) Gewölbe aus gemischtem Mauerwerk. Vielfach stellt man die Gewölbe nicht auf ihre ganze Tiefe aus demselben Baustoff her, sondern man verkleidet die Gewölbestirnen wegen des besseren Aussehens und zum größeren Schutze gegen Witterungseinflüsse mit Quadermauerwerk, während die übrigen Teile aus einem billigeren Baustoff, wie z. B. Bruchstein, Ziegeln oder Beton bestehen (vgl. Abb. 67 u. 80). Oft erstreckt sich diese Verblendung mit Hausteinen auch auf die Gewölbeleibung oder wenigstens auf je eine oder zwei durchgehende Quaderschichten im Scheitel und in den Kämpfern des Gewölbes, was sich zur besseren Druckverteilung sehr empfiehlt. Auf einen Verkleidungsquader dürfen höchstens zwei Mauerschichten kommen. Dies gilt auch für eine etwaige Verblendung der Stirnmauern, Pfeiler und Widerlager.

---

[4]) Die Abb. 10 bis 12 sind dem »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, 4. Aufl., 2. Teil, Bd. I, S. 216, entnommen.

d) Gewölbe aus Backsteinen oder Ziegelmauerwerk werden bei kleinen Spannweiten im Verband, bei größerer Wölbstärke aus einzelnen Ringen hergestellt, die zweckmäßig an einzelnen Stellen durch Binder verbunden werden. Man verwendet fast ausschließlich gewöhnliche Ziegel, so daß die keilförmigen Radialfugen durch Mörtel ausgeglichen werden (Abb. 52). Die Sichtflächen werden oft durch Klinker verblendet. Eine Verstärkung des tragenden Bogens nach den Kämpfern zu kann bei Ziegelgewölben nur sprungweise um einen halben oder (seltener) um einen Stein erfolgen. Alle Steine müssen vor dem Vermauern in Wasser getaucht oder benetzt werden. Der Fugenverstrich soll in der Regel während der Aufmauerung stattfinden. Die Fugen sind nach dem Ausrüsten 3 cm tief sorgfältig auszukratzen, von Mörtel zu reinigen, anzunässen und mit Zementsandmörtel sauber zu fugen.

e) Betongewölbe. Die Betonbrücken haben in der neueren Zeit die ausgedehnteste Anwendung gefunden. Man stellt hierbei nicht nur das eigentliche Gewölbe, sondern

Abb. 13. Unterführung des Klettenbergwegs in Köln.



meistens auch die Stirnmauern, Pfeiler, Widerlager und Flügel aus Beton her. Die Sichtflächen werden des öfteren mit Mauerwerk verkleidet oder mit Zementmörtel verputzt. Da es indessen schwierig ist, einen dauerhaften rißfreien Zementputz herzustellen, sieht man neuerdings oft ganz von einem solchen ab, so daß sich der Beton, dessen Ansichtsfläche man zu diesem Zwecke ähnlich wie die von Werksteinen behandelt, in seiner natürlichen Farbe und Zusammensetzung zeigt, vgl. Abb. 13, eine Ausführung der Firma DYCKERHOFF & WIDMANN in Biebrich a R. Um den Außenflächen einen besseren Schutz gegen Witterungseinflüsse zu geben, verkleidet man diese Flächen in jüngerer Zeit sehr häufig mit einem sog. »Vorsetzbeton«. Es ist dies eine Betonschicht von etwa 3—6 cm Stärke und fetterer Mischung, welche mittels einer besonderen Zwischenschalung aus dünnem Blech gleichzeitig mit dem übrigen Beton eingestampft wird. Mit dem Fortschritt der Betonage wird das Blech hochgezogen, so daß sich der Vorsetzbeton innig mit dem übrigen Beton verbinden kann. Das Mischungsverhältnis der verschiedenen Teile einer Betonbrücke ist je nach den auftretenden Beanspruchungen verschieden. Mit größer werdendem Druck wird auch der Zementzusatz größer (Abb. 23

u. 81). Das Mischen geschieht von Hand oder besser mit Maschinen. Der Zement wird zuerst mit dem Sand durch mehrmaliges Umschaufeln trocken gemischt. Hierauf erfolgt unter gleichzeitigem weiteren Mischen Wasserzusatz mittels der Brause bis die Masse gleichmäßig feucht (erdfeucht) ist; dann erst wird der Kies oder Steinschlag mit dem fertigen Mörtel gemengt. Bei der Maschinenmischung werden in der Regel sämtliche Bestandteile gleichzeitig durchgearbeitet. Das Aufbringen des Gewölbebetons geschieht auf saubere Schalung, deren Stärke sich nach den Binderabstand des Lehrgerüsts und der Wölbstärke bemißt. Die Herstellung des Gewölbes erfolgt in einzelnen Abschnitten, welche durch die Stirnverschalungen und je zwei seitliche Brettertafeln im Abstand von 1 bis 1,5 m begrenzt werden. Der Beton wird in einzelnen Lagen von 10 bis 20 cm Stärke eingebracht und senkrecht zur Leibung gestampft. Zum Stampfen des Betons verwendet man quadratische oder rechteckige Stampfer aus Eisen oder Holz von 10 bis 16 cm Seitenlänge und 10 bis 17 kg Gewicht. Allzulanges Stampfen stört das ruhige Abbinden des Betons und ist somit schädlich. Der Rauminhalt des Betons verringert sich beim Stampfen um etwa 25 %. Es darf nie mehr Beton zubereitet werden, als an einem Arbeitstage verwendet werden kann. Sehr zweckmäßig ist, während der Bauausführung aus dem zu verarbeitenden Beton Probekörper (Druckwürfel von 30 cm Seitenlänge) herzustellen, damit deren Prüfung Aufschluß über die Festigkeit des Betons gibt. Die ganze Wölbarbeit ist möglichst zu beschleunigen und ohne größere Unterbrechungen durchzuführen. Die Ausführung des Gewölbes geschieht tunlichst symmetrisch, damit das Lehrgerüst möglichst gleichmäßig beansprucht wird. Geht man bei der Herstellung des Gewölbes von den Kämpfern aus, so wird das Lehrgerüst, damit es im Scheitel nicht in die Höhe geht, daselbst zweckmäßig künstlich belastet. Betonbrücken sind nach der Herstellung, während trockenen Wetters mindestens 8 Tage lang feucht zu halten, damit keine Haarrisse durch Verdunstung des im Beton gebundenen Wassers enstehen. Die Zeit, nach welcher das fertig betonierte Gewölbe ausgerüstet werden kann, ist abhängig von der Witterung, der Stützweite und dem Eigengewicht.

Die Stirn- und Flügelmauern, Pfeiler und Widerlager werden ebenfalls zwischen Schalung von 2,5 bis 5 cm Stärke hergestellt und zwar in 15 bis 20 cm hohen Schichten. Falls letztere wegen ihrer großen Ausdehnung nicht in einem Guß hergestellt werden können, so sind schräge Anschlüsse oder Verzahnungen zu machen, welche rauh gelassen werden, damit der später aufzubringende Beton besser haftet.

f) Betongewölbe mit Eiseneinlagen. Die Eisenbetonbauweise hat in ihrer Anwendung auf die Herstellung gewölbter Brücken trotz der verhältnismäßigen Kürze ihres Bestehens (seit etwa 20 Jahren) eine äußerst umfang- und erfolgreiche Anwendung gefunden. Sie ermöglicht eine Verringerung der Wölbstärken (Abb. 14 bis 19) des Eigengewichts und in den meisten Fällen auch der Baukosten bei gleichzeitiger Erhöhung der Standsicherheit. Der günstige Umstand, daß der Zementbeton nahezu die gleiche Ausdehnung besitzt, wie Eisen, bewirkt, daß diese beiden Baustoffe einheitliche Konstruktionen ergeben, bei denen der Beton die Druckspannungen überträgt, während die Eiseneinlagen die Zugspannungen aufnehmen oder auch an der Druckübertragung des Betons zur Verringerung von dessen Beanspruchungen teilnehmen.

Die Herstellung der Eisenbetongewölbe geschieht in ähnlicher Weise, wie diejenige der reinen Betonbrücken. Bei ersteren ist die Betonmischung fetter, d. h. der Zementzusatz größer als bei letzteren. Der Zement wird gewöhnlich sofort mit Kiessand und nicht wie es meistens beim reinen Stampfbetongewölbe geschieht, zuerst mit Sand und dann mit Kies gemengt. Die in Anwendung kommenden Mischungsverhältnisse sind: 1 Teil Zement auf 3 bis 6 Teile Kiessand. Letzterer besteht aus 3 Teilen Sand von 0 bis 5 mm Korngröße und 2 Teilen Kies von 5 bis 20 mm Korngröße. Der Wasser-

zusatz wird im allgemeinen etwas reichlicher bemessen als bei den Betonbrücken ohne Eiseneinlagen. Es entsteht dann im Gegensatz zum erdfeuchten Beton der sog. »weiche« oder plastische Beton, der zwar nicht ganz die große Festigkeit des ersteren erreicht, jedoch für die Konstruktion eine größere Sicherheit bietet, da die Eiseneinlagen besser vom Beton umhüllt werden.

Abb. 14. Straßenbrücke in Ingolstadt (WAYSZ & FREITAG). Spannweite 15,50 m, Scheitelstärke 7 cm, Querwände aus Eisenbeton 7 cm stark, Fahrbahntafel aus Eisenbeton 7 cm stark.



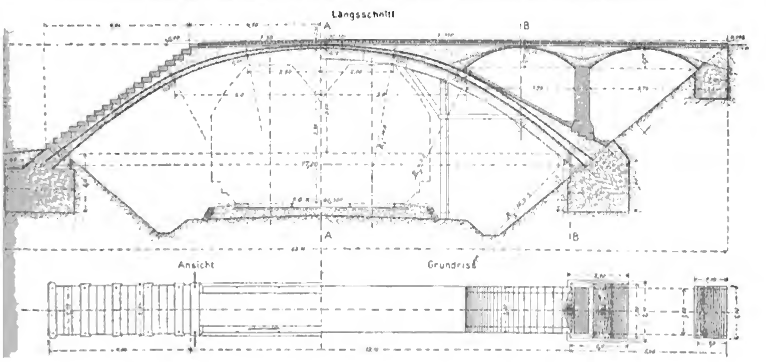
Im sonstigen gelten für die Herstellung der Eisenbetongewölbe dieselben Regeln wie bei den Stampfbetonbrücken. Zur Vergrößerung der Haftfestigkeit und zur Sicherung gegen Rost ist es zweckmäßig, die Eiseneinlagen kurz vor dem Betonieren mit Zementbrühe anzustreichen. Im übrigen bildet auch der Beton selbst, falls er nicht zu mager ist, ein gutes Rostschutzmittel für das Eisen. Letzteres ist in der Regel schweißbares Flußeisen. Zur Ermittelung der Festigkeits- und Elastizitätsverhältnisse sind bereits zahlreiche Versuche angestellt worden, welche in manchen Punkten, hauptsächlich hinsichtlich der Haftfestigkeit und des Gleitwiderstandes des Eisens im Beton noch nicht zum Abschluß gekommen sind.

Von wesentlichem Einfluß auf die Haftfestigkeit, sowie auf die Festigkeit des Betons überhaupt ist der Wasserzusatz, der gewöhnlich etwa 14 % beträgt. Die Festigkeit des Betons nimmt mit der mageren Mischung und dem größeren Wasserzusatz ab. Versuche haben gezeigt, daß Eisen und Beton nur dann richtig zusammenwirken, wenn der Eisenquerschnitt oder die Armierung wenigstens 0,8 % des Betonquerschnitts beträgt. Über die Berechnung der Eisenbetonkonstruktionen ist in § 12 unter 6 das Nähere gesagt. Für die Ausführung von Konstruktionen aus Eisenbeton bei Hochbauten hat der deutsche Betonverein und neuerdings auch das preußische Ministerium der öffentlichen Arbeiten Bestimmungen herausgegeben[5]. Das Grundprinzip ist bei allen Eisenbetonkonstruktionen dasselbe, nämlich die Zugspannungen durch Eiseneinlagen aufzunehmen;

[5]) Vom 24. Mai 1907.

jedoch unterscheidet man je nach Gestalt und Anordnung der Eiseneinlagen verschiedene Systeme, von denen die bekanntesten sind: MONIER (Abb. 14 bis 19)[6]), MELAN (Abb. 64 bis 67), HENNEBIQUE (Abb. 24 u. 25) und MÖLLER (Abb. 26 bis 29). Die beiden ersteren werden vorzugsweise für Bogenbrücken, letztere hauptsächlich für Platten- und Balkenbrücken aus Eisenbeton verwendet. Von allen Eisenbetonbrücken ist die MONIER-Bauweise die wichtigste und am häufigsten angewandte. Beim System MONIER besteht die Eiseneinlage aus Rundeisen, die in Quer- und Längsrichtung der Brückenachse verlaufen. An den Kreuzungsstellen werden die Rundeisen durch dünne Drähte gebunden, so daß ein Drahtgeflecht entsteht, dessen Maschenweite gewöhnlich 10 bis 20 cm beträgt. Sämtliche Eiseneinlagen werden möglichst nahe an den Rand des Querschnitts, jedoch derart gelegt, daß sie noch gut vom Beton eingehüllt sind. Die Überdeckung der Einlagen durch Beton sollte mindestens 2 cm betragen. Werden zwei Drahtgeflechte angeordnet, eins nahe der inneren, ein zweites nahe der äußeren Gewölbeleibung, so ruht das untere während des

Abb. 15 u. 16. Fußwegüberführung auf der Eisenbahnlinie Koblenz-Trier (HELF & HEINEMANN, Köln).



Aufbringens des ersten Betons auf herausziehbaren Leisten, welche die richtige Höhenlage der Eisen ermöglichen und je nach dem Arbeitsfortschritt beseitigt werden können. Oft legt man zu diesem Zwecke auch nur kleine Steinstückchen unter das Netz oder man stampft es mit einer dünnen Lage Beton auf die Schalung auf und hebt es dann mit spitzem Stampfer wieder hoch, bis es die gewünschte Lage erreicht hat.

Das nach Professor MELAN benannte System ist von dem vorstehenden grundsätzlich dadurch verschieden, daß bei ihm vollständige Träger (Normalprofile oder genietete Träger) mit Beton umhüllt werden. Der Abstand der einzelnen Tragrippen beträgt 0,75 bis 1,00 m. Die Eisenmenge ist größer als bei MONIER-Gewölben, jedoch ist die Betonmischung magerer als bei letzteren (gewöhnlich 1 : 6). Seit ihrem Bestehen (1892) wurden MELAN-Brücken vielfach angewendet und zwar hauptsächlich in Österreich und Nordamerika. Die Abb. 64 bis 67 zeigen eine Eisenbahnbrücke nach System MELAN (Brücke über den Stevens Creek bei San Franzisko). In neuerer Zeit hat MELAN bei

[6]) Die Abb. 14 bis 16 und 24 bis 29 sind dem »Leitfaden des Eisenbetonbaues« von REINHARD WEDER, Leipzig 1906, entnommen.

größeren Spannweiten auch Gelenke eingeführt (vgl. hierzu den Schluß dieses Paragraphen). Als eine der kühnsten Brücken sei hier die Brücke über die Steyr (Österreich)

Abb. 17 bis 19[7]. Brücke bei Draulitten über den oberländischen Kanal. M. 1 : 500.

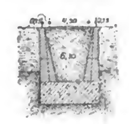


Abb. 17. Querschnitt am Widerlager.

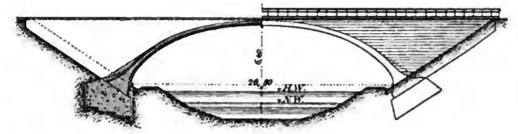
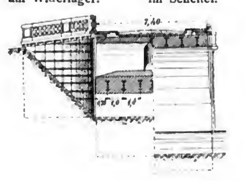


Abb. 18. Längsschnitt. Abb. 19. Ansicht.

erwähnt, ein MELAN-Bogen von 42,40 m Spannweite und $\frac{1}{16}$ Stich ($f = 2{,}617$ m). Auf dem Grundsatz des Systems MELAN beruht die in den Abb. 20 bis 22 dargestellte Brücke über die Werra in Meiningen, welche von der Firma LIEBOLD in Holzminden nach eigenem System ausgeführt ist. Hinsichtlich der Systeme HENNEBIQUE und MÖLLER sei auf den Schluß des Kapitels über eiserne Brücken sowie auf § 8, II und die Abb. 24 bis 29 u. 64 bis 67 verwiesen. Die weitest gespannte Eisenbetonbrücke ist zur Zeit die Isarbrücke bei Grünwald mit 70 m Spannweite.

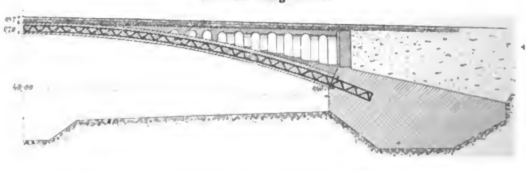
Abb. 20 bis 22. Herzog-Georg-Brücke über die Werra in Meiningen. M. 1 : 300.

Abb. 20. Querschnitt am Widerlager. Abb. 21. Querschnitt im Scheitel.



Einen weiteren Fortschritt im Bau gewölbter Brücken bildet die Anordnung von Gelenken in den Kämpfern und im Scheitel. Sie ermöglichen eine genaue statische Berechnung der Gewölbe und haben den weiteren Vorteil, daß ein Nachgeben der

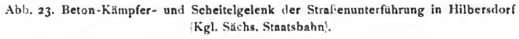
Abb. 22. Längsschnitt.

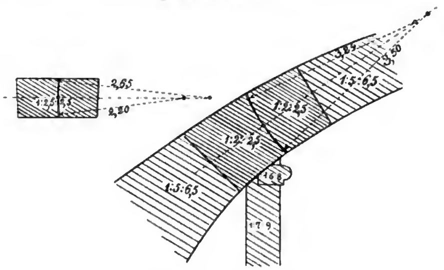


Widerlager, sowie die Temperatureinflüsse keine schädliche Wirkung auf den tragenden Bogen ausüben. Die Gelenke wurden zuerst von KÖPCKE im Jahre 1880 eingeführt; sie werden aus Stein, Beton, mittels Bleiplatten, aus Gußeisen oder Stahl hergestellt. Die Stein- und Betongelenke bestehen aus Quadern, deren Berührungsflächen nach verschieden großen Krümmungshalbmessern bearbeitet sind. Die Bleiplatten sind gewöhnlich 20—25 mm stark und erstrecken sich auf das mittlere Drittel der Bogenstärke. Die Guß- und Stahlgelenke werden wie diejenigen eiserner Brücken ausgebildet. Nach Versuchen kann man mit den zulässigen Pressungen sehr hoch gehen; bei Granit bis

[7]) Die Abb. 17 bis 19 sind dem »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, 2. Aufl., Bd. II, Kap. I: »Die Brücken im allgemeinen«, entnommen.

200 kg/qcm, bei Bleiplatten bis 120 kg/qcm und bei Beton in besonders guter Mischung bis 90 kg/qcm. Versuche haben gezeigt, daß die Formänderung an der Berührungsstelle nicht sehr in Betracht kommt, und daß man bei der Maßbestimmung direkt von der Druckfestigkeit des betreffenden Materials ausgehen kann. Neuerdings versieht man die Betongelenk-Quader häufig mit Eiseneinlagen. Letztere verhindern die durch den Gelenkdruck auftretenden Querdehnungen und gewährleisten eine größere Sicherheit als natürliche Steine. Eisenbetongelenke haben außerdem den Vorzug größerer Billigkeit als Steingelenke. Die Kämpfer- und Scheitelgelenke werden in der Regel gleichartig konstruiert. Bei der Wahl des Baustoffs für die Gelenke spielt die Kostenfrage und die Größe des Gelenkdruckes für das laufende Meter Gewölbebreite eine Rolle. Im


Abb. 23. Beton-Kämpfer- und Scheitelgelenk der Straßenunterführung in Hilbersdorf (Kgl. Sächs. Staatsbahn).



allgemeinen kann angenommen werden, daß bei einem Horizontalschub unter 200 t Bleigelenke, unter 250 t Betongelenke, unter 300 t Granitgelenke, über 300 t dagegen eiserne Gelenke angebracht sind. Die Gelenke haben sich für die gewölbten Brücken vollkommen bewährt. Abb. 23 zeigt Betongelenke, und zwar sowohl ein Kämpfer- wie ein Scheitelgelenk; die Neckarbrücke bei Gemmrigheim (s. Abb. 80 bis 84) besitzt Gelenke aus 20 mm starken und 150 bzw. 180 mm breiten Bleiplatten.

II. Platten- und Balkenbrücken.

Brücken, deren Tragkonstruktion aus einer Platte von möglichst gleicher Stärke besteht, bezeichnet man als »Plattenbrücken«.

Die Anwendung von Stein- und Betonplatten zu diesem Zwecke ist, sobald es sich um stärkere Belastungen und um größere Abmessungen handelt, jetzt fast nur noch von geschichtlicher Bedeutung (über Plattendurchlässe aus Stein vgl. § 9, a). Bei Spannweiten über 1 m sind heute fast ausschließlich Eisenbetonplatten in Verwendung (Abb. 105). Die Eiseneinlagen der Platte legt man in der Richtung der Spannweite. Die Anzahl, die Stärke und somit auch der gegenseitige Abstand der Eiseneinlagen sowie die Stärke der Platte ergeben sich aus der statischen Berechnung (vgl. Zahlenbeispiel S. 113). Um die Eiseneinlagen während der Ausführung in ihrer richtigen gegenseitigen Entfernung zu halten, ordnet man noch sog. Verteilungsstäbe an, deren Durchmesser gewöhnlich 6 bis 10 mm beträgt. An den Kreuzungsstellen werden diese mit den Haupt- und Tragstäben durch ausgeglühten Eisendraht von 1 mm Stärke verbunden.

Erreichen die Plattenbrücken größere Stützweiten als 2 bis 3 m, so erfordert die Platte eine große Stärke und die Konstruktion wird auch bezüglich der Baukosten nicht mehr zweckmäßig. Zur Vermeidung dieser Nachteile verstärkt man die Platte in bestimmten Abständen durch Rippen oder Balken, und erhält somit eine Konstruktion, die man als Plattenbalken- oder auch kurz Balkenbrücke bezeichnet. Die Anzahl der Rippen hängt von der Breite der Fahrbahn, der zur Verfügung stehenden Konstruktionshöhe und der Belastung ab. Je nach der Anordnung der Eiseneinlagen und der Art der Bauausführung unterscheidet man verschiedene Bauweisen. Für die Balkenbrücken kommt hauptsächlich die Anordnung der Eiseneinlagen nach System HENNEBIQUE und MÖLLER in Betracht. Im Gegensatz zum System MONIER verwendet HENNEBIQUE Trageisen, von denen ein Teil aufgebogen wird und ferner die sog. Bügel-Armierungen (Abb. 24 u. 25). Beide Maßnahmen dienen hauptsächlich zur Aufnahme der Schubspannungen; sie gewinnen somit bei den Balkenbrücken erhöhte Bedeutung. Die Abb. 26 bis 29 zeigen eine Balkenbrücke nach System MÖLLER.

Abb. 24 u. 25. Querschnitt einer Fußgängerbrücke für die deutsche Städte-Ausstellung in Dresden. (System HENNEBIQUE.) M. 1 : 40. Ausgeführt von der Firma ODORICO, Dresden.

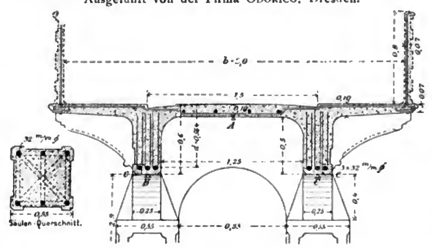


Abb. 26 bis 29. Überdeckung der Pleiße in Leipzig. Ausgeführt von R. WOLLE, Leipzig.

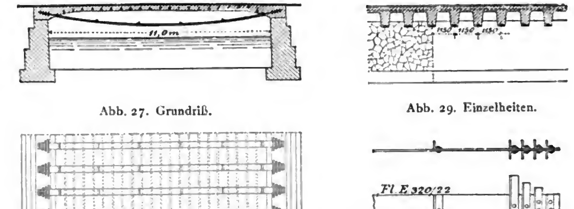


Abb. 26. Längenschnitt. Abb. 27. Grundriß. Abb. 28. Querschnitt. Abb. 29. Einzelheiten.

Hinsichtlich der Ausführung unterscheidet man zwei Verfahren: Entweder wird das ganze Bauwerk an Ort und Stelle fertig eingestampft oder aber gewisse Konstruktionsteile, bisweilen sogar sämtliche Bestandteile werden für sich auf einem besonderen Werkplatze angefertigt und nach genügender Erhärtung zur Verwendungsstelle gebracht und verlegt. Weitaus das häufigste Verfahren ist das erstgenannte. Es hat den großen Vorteil, daß die ganze Konstruktion einen besseren Zusammenhang erhält. Das zweite Verfahren erfordert in der Regel weniger Schalung und Bauzeit. Als solche Ausführungs-

weise kommt für die Balkenbrücken hauptsächlich das System VISINTINI in Betracht. Bei diesem werden Gitterträger aus Eisenbeton hergestellt und je nach der Breite der Brücke in geringerer oder größerer Anzahl nebeneinander gelegt.

Die Schalungen der Balkenbrücken müssen den gleichen Anforderungen genügen wie die der gewölbten Brücken. Da erstere meistens verwickeltere Formen aufweisen als letztere, so ist auf die Möglichkeit leichten Anbringens und Beseitigens der Schalung Bedacht zu nehmen. Die Schalungsflächen, welche mit dem Beton in Berührung kommen, müssen möglichst glatt sein, allenfalls sind sie abzuhobeln oder einzuölen.

Das Zurichten der Eiseneinlagen, wie z. B. abhauen auf bestimmte Länge, anbiegen von Haken an den Enden der Eisen usw. sind meistens sehr einfache Arbeiten, die in der Regel auf der Baustelle vorgenommen werden. Sehr empfehlenswert ist, sämtliche Eisen an den Enden mit Haken zu versehen. Die Stöße gezogener Eiseneinlagen können hergestellt werden durch Übergreifenlassen der betr. Eisen, durch Verschweißen der Enden oder durch Anschneiden von Gewinden an den Stabenden und Anbringen eines Spannschlosses (Gasrohr). Das erstgenannte Verfahren ist das billigste. Die Länge der sich übergreifenden Enden soll hierbei mehr als das 30fache des Stabdurchmessers betragen. Sicherer ist es, diese Länge aus der Zugkraft und der zulässigen Haftspannung durch Rechnung zu bestimmen.

§ 9. Die Durchlässe. Diejenigen massiven Brückenbauwerke, welche eine Lichtweite von weniger als 3 m besitzen, werden in der Regel Durchlässe genannt und dienen fast ausschließlich zur Unterführung kleiner Wasserläufe. Bei größerer Lichtweite wird das Bauwerk als Brücke bezeichnet. Man unterscheidet offene und gedeckte Durchlässe. Letztere sind entweder Platten- oder gewölbte Durchlässe. Die offenen Durchlässe kommen nur bei Bahnen, und auch hier nur bei geringer Konstruktionshöhe vor. Sie bestehen aus zwei Seitenmauern, den sog. Wangen, über die sich die Schienen frei tragen. Die Lichtweite beträgt deshalb höchstens 0,80 m.

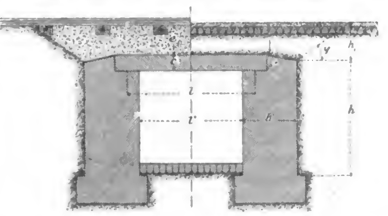
Die gedeckten Durchlässe.

a) Plattendurchlässe haben Steinbalken oder Steinplatten, welche auf den Wangen aufruhen. Die Wangen sitzen auf Beton- oder Bruchsteinfundamenten von 0,3 bis 0,9 m Stärke (Abb. 30)[8]. Die Wangenstärke b kann nach der Formel:

$$b_m = 0{,}3 + 0{,}4\, h_o$$

(wobei h_o die lichte Höhe in Metern bedeutet) berechnet werden; sie soll jedoch wenigstens 0,50 m betragen. Hat der Durchlaß mehrere Öffnungen (doppelte, dreifache Durchlässe), so verwendet man Zungenmauern von der halben Wangenstärke als mittleres Auflager der Platten. Die Abb. 31 bis 35 zeigen einen kleinen Durchlaß mit einer Öffnung im Grundriß, Schnitten und Ansicht, Abb. 36 u. 37 führen einen doppelten Durchlaß mit Zungenmauer vor. Die Stärke (c) der Platten richtet sich nach


Abb. 30. Plattendurchlaß mit einer Öffnung.



[8]) Die Abb. 30 bis 37, 42 bis 45 u. 49 bis 51 sind dem »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, 4. Aufl., Bd. II, Kap. II, bearbeitet von Prof. FÖRSTER, entnommen.

dem durch Eigengewicht und größte Verkehrslast erzeugten Biegungsmoment M_{max}. Das erforderliche Widerstandsmoment berechnet sich aus der Beziehung:

$$W = \frac{M_{max}}{k}; \text{ oder } \frac{c^2}{6} = \frac{M_{max}}{100 \cdot k} \qquad c_{cm} = \sqrt{\frac{6 \cdot M_{max}}{100 \cdot k}}.$$

In dieser Formel bedeutet M_{max} das Moment in kg/cm ausgedrückt, auf 1 m = 100 cm Breite der Platte, senkrecht zum Querschnitt gerechnet. Die zulässige Stützweite hängt

Abb. 31 bis 37. Plattendurchlässe preußischer Bahnen. M. 1 : 100.

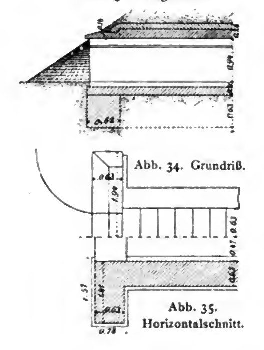


Abb. 31. Längsschnitt.

Abb. 34. Grundriß.

Abb. 35. Horizontalschnitt.

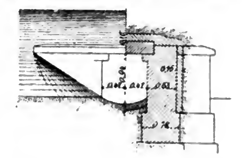


Abb. 32. Ansicht. Abb. 33. Querschnitt.

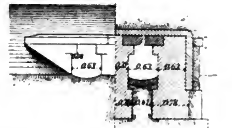


Abb. 36. Halbe Ansicht. Abb. 37. Halber Querschnitt.

ab von der zulässigen Beanspruchung k des betreffenden Steinmaterials auf Zug. Als solche kann bei 20facher Sicherheit gelten:

für Quarz	8,0 kg/qcm,
für Basalt	6,0 kg/qcm,
für Granit	5,0 kg/qcm,
für Sandstein im Mittel	4,5 kg/qcm,
für Kalkstein	1,5 kg/qcm.

Die Plattenstärke kann auch nach den Erfahrungsformeln:

$$c_m = 0{,}10 + 0{,}20\, l_m \text{ (bei Überschüttungen unter 1,5 m),}$$
$$c_m = 0{,}12 + 0{,}24\, l_m \text{ (bei Überschüttungen über 1,5 m)}$$

bestimmt werden, worin l_m die Lichtweite in Metern bedeutet; die Plattenstärke beträgt gewöhnlich 0,15 bis 0,30 m. Die Auflagerungsbreite der Platten beträgt zweckmäßig 0,30 m, die Überschüttungshöhe ist wenigstens 50 cm stark zu wählen. Aus der geringen zulässigen Beanspruchung der Steine auf Zug folgt, daß Plattendurchlässe nur für kleine Lichtweiten anwendbar und zweckmäßig sind (bis höchstens 1,5 m). Zur Vergrößerung der Lichtweite kragte man eine oder mehrere Steinschichten der Wangenmauern aus (sog. Kragsteinbrücken) und legte die Platten auf die oberste Schicht (Abb. 38 bis 41). In neuerer Zeit wurde es durch Anwendung der Eisenbetonkonstruktion möglich, die Lichtweiten der Plattenbrücken erheblich zu vergrößern. Diese Bauweise gestattet mit sehr geringer Konstruktionshöhe auszukommen und verursacht, sobald die Lichtweite ein gewisses Maß (etwa 3 m) nicht überschreitet, geringe Baukosten. Bei

größeren Weiten wird die Verwendung einer massiven Platte unvorteilhaft. In diesen Fällen ist es zweckmäßiger, die Platte in einzelne Balken mit darüberliegender Decke (sog. Plattenbalken) aufzulösen (Abb. 24 bis 29 u. Abb. 85 bis 88) oder den Durchlaß zu überwölben, falls die genügende Konstruktionshöhe zur Verfügung steht. Ein Berechnungsbeispiel eines Plattendurchlasses aus Eisenbeton ist in § 13 (6) Seite 113 durchgeführt. Näheres über Platten- und Balkenbrücken vgl. § 8, II u. § 12. Die Sohle des Durchlasses wird mit einer 12 bis 20 cm starken Pflasterung versehen, welche bei gemeisamem Grundmauerwerk beider Wangen unmittelbar auf diesem ruht. Getrennte Fundamente der Wangenmauern werden an der Ein- und Auslaufstelle des Wassers durch 0,5 bis 0,6 m starke und tiefe Herdmauern verbunden, bei langen Durchlässen werden Herdmauern auch

Abb. 38 bis 41. Plattendurchlaß auf der Strecke Schmiedeberg-Landshut (E.-Dir. Breslau). M. 1 : 50.
Abb. 38. Längsschnitt. Abb. 39. Untere Ansicht.

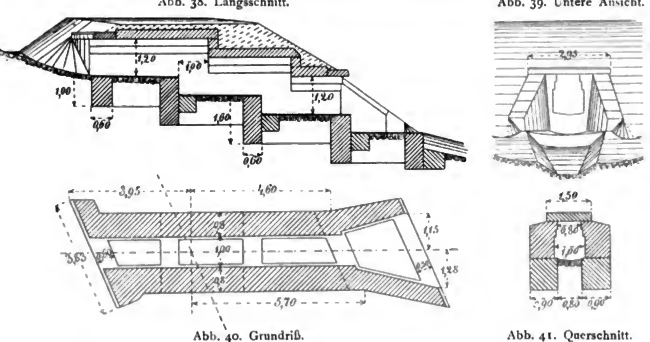


Abb. 40. Grundriß. Abb. 41. Querschnitt.

zwischen beiden Wangenmauern angeordnet (Abb. 38 u. 40). Bei starker Neigung wird die Sohle des Durchlasses abgetreppt (vgl. Abb. 38). An den Absätzen sind dann Herdmauern und besondere Befestigungen nötig. Bei schlechtem Baugrunde gibt man den beiden Wangen ein gemeinsames Fundament. — Die Häupter werden in der Regel mit Flügeln ausgeführt, welche zur Böschungskante des Dammes paralell laufen (Abb. 32 bis 36), seltener mit Winkelflügeln (Abb. 39).

b) Die gewölbten Durchlässe. Man unterscheidet überwölbte und umwölbte Durchlässe. Der Unterschied zwischen beiden liegt in der Ausbildung der Sohle. Die ersteren haben eine offene oder nur durch eine Pflasterung geschützte Sohle, während bei letzteren die Sohle aus einem gemauerten Gewölbe besteht. Bei größeren Lichtweiten bilden die überwölbten Durchlässe die Regel.

Die überwölbten Durchlässe bestehen aus den Widerlagern, den tragenden Gewölben, den Stirnmauern, der Übermauerung und Abdeckung der Gewölbe, sowie den Flügeln. Die Widerlager erhalten meistens rechteckigen Querschnitt von 0,5 m bis 1 m Stärke. Die Lichtweite beträgt bei diesen Durchlässen 2 bis 3 m. Die Gewölbe sind Halbkreisgewölbe (Abb. 42 u. 43) oder Segmentbogengewölbe mit einem Verhältnis des Bogenpfeils zur Lichtweite von 1 : 3 bis 1 : 6. Durchlässe unter hohen Dämmen erhalten als Wölblinie eine Parabel oder eine parabelähnliche Form (Abb. 44 u. 45). Die höchsten Punkte der inneren Gewölbeleibung bilden den Scheitel, die Ansatzlinien

derselben an die Widerlager sind die inneren Kämpferlinien. — Die Gewölbestärke ist im ganzen Gewölbe gleichmäßig oder wächst nach den Widerlagern zu; sie beträgt 0,5 m bis 1,0 m, bei ganz kleinen Lichtweiten 0,3 m bis 0,2 m. — Die Halbkreisgewölbe werden mit Hintermauerung versehen, so daß eine sattelförmige Oberfläche mit $\frac{1}{4}$ bis $\frac{1}{3}$ Neigung entsteht (Abb. 43); die Segmentgewölbe werden nur soweit übermauert, daß eine gute

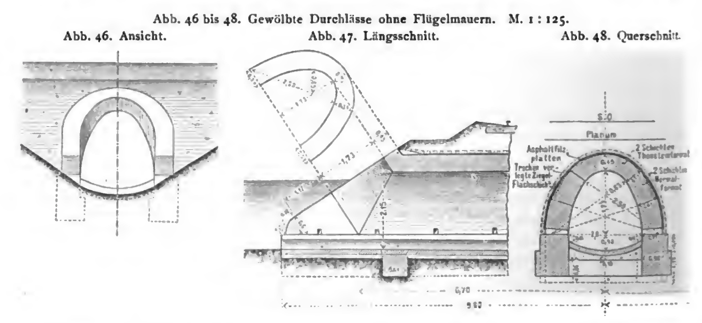
Abb. 42 u. 43. Überwölbter Durchlaß.
Abb. 42. Ansicht.

Abb. 43. Querschnitt.

Abb. 44 u. 45.
Durchlaß der Altenbeeken-Holzmindener Bahn.
Abb. 44. Ansicht. Abb. 45. Querschnitt.

Wasserableitung nach den Widerlagern zu stattfindet. — Gegen Eindringen des Tagewassers wird das Gewölbe durch eine in Zement gelegte, glatt verputzte Ziegelflachschicht oder nur durch eine 2,5 bis 3 cm starke Zementschicht geschützt. Darüber bringt man noch einen 1 bis 1,5 cm starken Asphaltüberzug oder eine Lage Asphalt-

Abb. 46 bis 48. Gewölbte Durchlässe ohne Flügelmauern. M. 1 : 125.
Abb. 46. Ansicht. Abb. 47. Längsschnitt. Abb. 48. Querschnitt.



filzplatten. An beiden Häuptern des Durchlasses werden Stirnmauern angeordnet, welche hinten abgeschrägt und oben mit Platten abgedeckt werden.

Wie bei den Plattendurchlässen schließen sich an die Häupter der gewölbten Durchlässe Flügelmauern an, die im Grundriß entweder zu der Durchlaßachse senkrecht stehen, oder mit ihr parallel laufen bzw. spitze Winkel mit ihr bilden. Die Sohle des Durch-

lasses ist durch eine kräftige Pflasterung zu befestigen und sollte kein geringeres Gefälle als 1 : 100 haben. Bei geringem Gefälle können die Lagerfugen der Widerlager wagerecht oder parallel zum Gefälle angeordnet werden. Bei stärkerer Neigung wählt man die Lagerfugen und das Deckengewölbe parallel zur Sohle und läßt die Fundamente zahnförmig in den Baugrund eingreifen, um ein Abrutschen des Bauwerks zu verhindern. Anstatt dessen kann man den Durchlaß auch treppen- oder kaskadenförmig ausführen (Abb. 38 bis 41). Bisweilen werden die Häupter auch so gestaltet, daß man den Ein- und Auslauf des Durchlasses nach der Ebene der Dammböschung abschneidet. Wenn man hierbei spitze Kantenwinkel vermeidet, so ist diese Konstruktion billig und zweckmäßig. Die Abb. 46 bis 48[9]) zeigen eine neuere Ausführung dieser Art.

Praktische Formeln zur Bestimmung der Gewölbestärke:

Es bedeutet: e die Scheitelstärke des Gewölbes in m; r den Krümmungshalbmesser der inneren Gewölbeleibung im Scheitel in m.

Bezeichnung des Gewölbes	Scheitelstärke e bei einer Überschüttungshöhe	
	unter 1,5 m	über 1,5 m
Quadergewölbe	$e = 0,40 + 0,025\ r$	$e = 0,45 + 0,030\ r$
Backsteingewölbe	$e = 0,43 + 0,028\ r$	$e = 0,51 + 0,033\ r$
Bruchsteingewölbe	$e = 0,48 + 0,031\ r$	$e = 0,55 + 0,037\ r$

Formel für die Stärke w des Widerlagers in m.

$$w = 0,30 + \frac{l}{8}\left(\frac{3\,l - f}{l + f}\right) + 0,17\,h,$$

l ist die Lichtweite, f die Pfeilhöhe, h die Höhe der Widerlager von Grundmauerwerk bis Kämpfer.

Für das Halbkreisgewölbe ergibt sich:

$$w = 0,30 + 0,2\,l + 0,17\,h.$$

Über die genauere Bestimmung der Stärke für Gewölbe und Widerlager vgl. § 13.

Die überwölbten Durchlässe erfordern bei Straßen eine Überschüttung von mindestens 0,40 m, bei Eisenbahnen von 0,70 bis 0,80 m.

Umwölbte Durchlässe werden ausgeführt, wo in der Überschüttung bei ungünstiger Witterung Bewegungen möglich sind. Die Durchlässe sind ganz umwölbt und haben kreisförmige oder eiförmige Querschnittsöffnung. Die lichte Weite beträgt 0,5 m bis 2,0 m, die Stärke der Scheitel- und Sohlengewölbe ist 0,20 bis 0,40 m, die letzteren werden auch wohl wagerecht untermauert.

Bei Durchlässen in starkem Gefälle wird der Einlauf oft trichterförmig erweitert, auch wird vor ihm ein Fallkessel mit Schlammfang angeordnet.

§ 10. Kleine gewölbte Brücken. Zu den kleinen gewölbten Brücken rechnen wir die Unterführungen von Wegen, Straßen, kleinen Flüssen, Eisenbahnen usw. unter andern Verkehrswegen, mit lichten Weiten bis zu etwa 12 bis 15 m, mit einer oder mehreren Öffnungen. Beispiele solcher Bauwerke sind in den Abb. 13, S. 76 und 49 bis 60 vorgeführt. Die Abb. 49 bis 51 geben die Unterführung eines Baches und Weges unter einer Eisenbahn in Ansicht, Grundrissen, Schnitten an, Abb. 52 bis 55, sowie Abb. 13 eine 12 m bzw. 18 m im Lichten weite Straßenunterführung, Abb. 56

[9]) Die Abb. 46 bis 48 sind nach dem Zentralbl. d. Bauverw. 1895, S. 432, hergestellt.

bis 60 eine Wegüberführung über eingleisiger, im Einschnitte liegender Bahn mit drei gleichweiten Öffnungen. In den Abb. 61 bis 63 ist eine Überführung des Dortmund-Ems-Kanals über eine Straße dargestellt. Die Lichtweite der unterführten Straße ist 7,0 m. — Die Bestandteile dieser Bauwerke sind dieselben, wie diejenigen der gewölbten

Abb. 49 bis 51. Unterführung eines Baches und Weges unter einer Eisenbahn. M. 1 : 480.

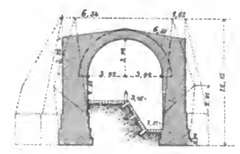


Abb. 49. Querschnitt.

Abb. 50. Ansicht.

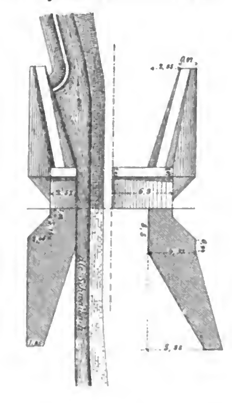


Abb. 51. Grundriß und Draufsicht.

Durchlässe; bei Anordnung mehrerer Öffnungen kommen noch die Zwischenpfeiler hinzu.

Die Lichtweite des Bauwerkes richtet sich nach der Breite des Baches oder der zu unterführenden Verkehrswege. Die lichte Höhe, welche freizuhalten ist, wird bei Eisenbahnen durch die Umgrenzung des lichten Raumes (wenigstens 4,8 m über Schienenoberkante) bedingt Abb. 15 u. 16, bei Straßenbrücken beträgt sie mindestens 4 m (Abb. 52 u. 61). Ein Spielraum von 0,30 m ist zu empfehlen.

Die Gewölbeformen sind hier reichhaltiger als bei den Durchlässen. Als Wölblinie kommt der Halbkreis (Abb. 49, 50, 56, 57), der Stichbogen (Abb. 13, 14, 15, 22 u. 52), der Korbbogen (Abb. 18 u. 19) weniger dagegen die Parabel oder Ellipse vor. Die Stärke des Gewölbes ist nicht immer konstant, sondern nimmt oft vom Scheitel nach den Kämpfern zu, und zwar derart, daß die lotrechte Projektion der Wölbstärke konstant bleibt. Die Widerlager erhalten rechteckigen (Abb. 15, u. 49), besser trapezförmigen Querschnitt (Abb. 56), mit abgeschrägter Rückseite. Oft bilden die Widerlager direkt die Fortsetzung der Gewölbe, eine Konstruktion, welche man als verlorene Widerlager bezeichnet (Abb. 13, 18, 19, 45, 54 u. 65), und die bei flachen Brücken und gutem Baugrunde zweckmäßig und billig ist. Um den Verkehrsweg seitlich abzuschließen und des besseren Aussehens wegen ordnet man in Verbindung mit den verlorenen Widerlagern bisweilen unter den Kämpfern schwache Scheinmauern an (Abb. 23 u. 54). Die günstigste Form und Stärke der Gewölbe und Widerlager wird durch Rechnung oder zeichnerisch bestimmt, worüber das Nähere in § 13 folgt; für die erste Annahme kann man die auf S. 87 angegebenen Formeln anwenden.

Die Zwischenpfeiler erhalten in der Regel 0,75 bis 1 m Stärke bei Pfeilerhöhen von 3,5 bis 5,0 m und an den Breitseiten einen Anlauf $\frac{1}{10}$ bis $\frac{1}{20}$ (Abb. 57). Man hat wohl die Stärke der Zwischenpfeiler e nach der Formel bestimmt: $e = 0{,}3 + 2\,c$ in Metern, wo c die Gewölbestärke ist. Von den Flügeln gilt das bei den gewölbten

Abb. 52 bis 55. Unterführung der Gaßstraße in Münster. M. 1 : 300.

Abb. 52. Ansicht. Abb. 53. Längsschnitt.

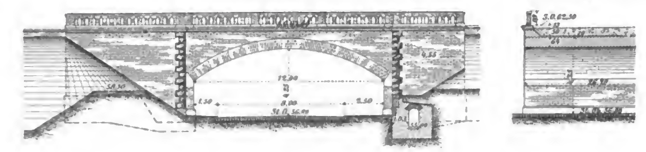


Abb. 54. Querschnitt.

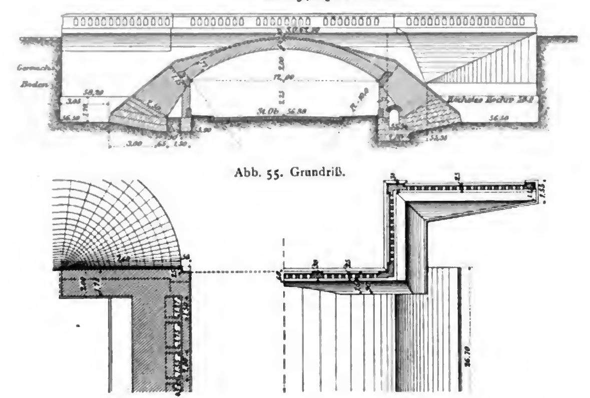


Abb. 55. Grundriß.

Abb. 56 bis 60. Wegüberführung über eine eingleisige Bahn (Wiesbaden-Kurve). M. 1 : 300.

Abb. 56. Längsschnitt. Abb. 57. Ansicht.

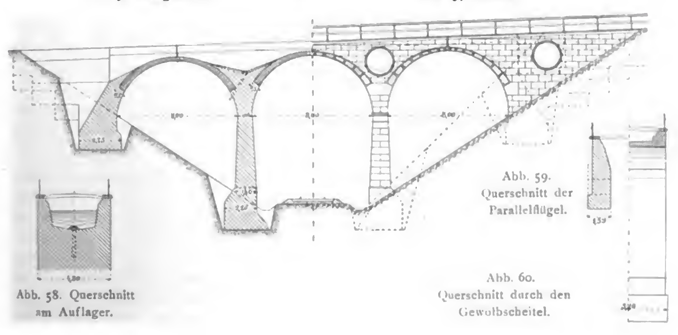


Abb. 58. Querschnitt am Auflager.

Abb. 59. Querschnitt der Parallelflügel.

Abb. 60. Querschnitt durch den Gewölbscheitel.

Durchlässen Gesagte. Ausführlicher wird in § 14 auf dieselben eingegangen werden. Hier wird bemerkt, daß Abb. 50 Winkelflügel hat, die Abb. 13, 52 u. 57 aber sog. Parallelflügel aufweisen. Die Flügelmauern erhalten meist trapezförmigen Querschnitt; sie müssen mit den Widerlagern gut verbunden werden, damit nicht bei ungleichmäßigen Senkungen des Bodens eine Trennung der beiden Teile eintritt. In welcher Weise diese Verbindung anzuordnen ist, kann aus den Abb. 49 bis 51 ersehen werden.

§ 11. Gewölbte Fluß-, Strom- und Talbrücken. Die allgemeine Anordnung, d. h. die Lage der Brücke im Gelände, die Höhenlage und Breite der Fahrbahn, die Anzahl und Weite der Öffnungen, die Form der Wölblinie usw. ist bedingt durch die vorliegenden Verhältnisse und die Anforderungen, denen die Brücke genügen soll. Bei Fluß- und Strombrücken ist der erforderliche Durchflußquerschnitt freizuhalten und die lichte Weite und Höhe der Öffnungen den Bedingungen der Schiffahrt entsprechend zu wählen (vgl. Kap. IX: »Wasserbau«,). Die Wahl der Weiten für die einzelnen Öffnungen ist in der Regel eine ästhetische und eine Kostenfrage. Es ist zunächst zu entscheiden, ob sämtliche Öffnungen annähernd gleiche Lichtweite erhalten sollen, oder ob eine große Mittelöffnung und kleinere Seitenöffnungen am Platze sind. Um die wirtschaftlich günstigste Weite der Öffnungen für längere Viadukte (Talbrücken) zu bestimmen, hat man aus vergleichenden Kostenberechnungen Formeln abgeleitet, von denen die von L. Hoffmann aufgestellten angeführt seien. Hiernach ist die vorteilhafteste Weite l der einzelnen Öffnungen für eingleisige Brücken von 4 m Breite:

$$l = \sqrt{\frac{P}{0{,}165 + 0{,}104\,\gamma}};$$

für zweigleisige Brücken von 8 m Breite:

$$l = \sqrt{\frac{P}{0{,}245 + 0{,}208\,\gamma}};$$

wobei P die in Kubikmetern aufgehenden Mauerwerks ausgedrückten Kosten eines Pfeilers einschließlich seines Fundaments und seiner Ansichtsflächen, γ den in steigendem Mauerwerk ausgedrückten Preis eines Kubikmeters Gewölbemauerwerk bedeutet. Es ist ferner:

$$P = \frac{K}{k} = \frac{\text{Kosten des ganzen Pfeilers}}{\text{Kosten von 1 cbm steigenden Mauerwerks}}.$$

Nach dieser Formel für verschiedene Pfeilverhältnisse und Werte P und γ berechnete Tabellen, aus denen die günstigsten Werte l entnommen werden können, sind zu finden im Handbuch d. Ing.-Wissenschaften, II. Teil: Der Brückenbau, Band I, 4. Aufl., S. 208 u. 209. Ausgedehnte Untersuchungen beim Bau der Berliner Stadtbahn ergaben, daß für längere Stadtbahnviadukte die günstigste Spannweite annähernd gleich der Entfernung von Schienenoberkante bis Fundamentsohle ist. Bei einem Höhenunterschied dieser von 6 m, 10 m und 12 m kann man die zweckmäßigste Lichtweite der Gewölbe genügend genau zu 6 m, 10 m bzw. 12 m annehmen.

Bei Fluß- und Strombrücken ist eine ungerade Zahl der Öffnungen gewöhnlich vorteilhaft. Als Gewölbeform kommt bei Viadukten (Talbrücken) vorwiegend der Halbkreis in Anwendung, während bei Strombrücken auch Korbbogen und Segmentbogen vielfach ausgeführt werden. Es wird empfohlen, das Pfeilverhältnis bei Segmentbogen bei kleinen Spannweiten von etwa 10 m nicht kleiner als $\frac{1}{12}$, bei großen Weiten von 30 bis 40 m nicht geringer als $\frac{1}{8}$ zu wählen. Die Kämpferlinie lege man, wenn möglich, uber Hochwasser, jedoch kann beim Halbkreis- und dem gedrückten Bogen der höchste Wasserstand auch etwas über die Kämpferlinie steigen. Man wähle dieses

Abb. 61 bis 63. Überführung des Dortmund-Ems-Kanals über eine Straße. M 1 : 300.
Abb. 61. Ansicht. Abb. 62. Schnitt QS. Abb. 63. Schnitt TU.

Abb. 64 bis 66. Eisenbahnbrücke über den Stevens Creek bei San Francisco.

Maß höchstens gleich $\frac{1}{3}$ der Pfeilhöhe und wende in diesem Falle die schon erwähnten Kuhhörner an (s. S. 74). Bei Kanalbrücken wird gewöhnlich der Leinpfad mit unterführt, bei Brückenkanälen wird er mit überführt (Abb. 61 bis 63)[10]. Eine kleinere Flußbrücke mit einer Öffnung und zwar mit Eisenbetongewölbe nach System MELAN zeigen die Abb. 64 bis 66. In den Abb. 67 bis 71 ist eine größere Flußbrücke mit einer Öffnung, in den Abb. 72 bis 79 eine solche mit 2 Öffnungen und in den Abb. 80 bis 84 eine Brücke mit 4 Öffnungen dargestellt. Letztere Brücke hat Bogen mit drei Gelenken, während die Brücke über den Pissafluß (Abb. 72 bis 79) Bogen ohne Gelenke aufweist. Sie sind mit einer doppelten Eiseneinlage versehen, die von den Leibungen je 2,8 cm entfernt ist. Die Tragstäbe, je 14 Stück auf 1 m Tiefe, sind 10 mm

Abb. 67 bis 71. Brücke über die Murg bei Huzenbach. M. 1 : 400.
Abb. 67 Ansicht.

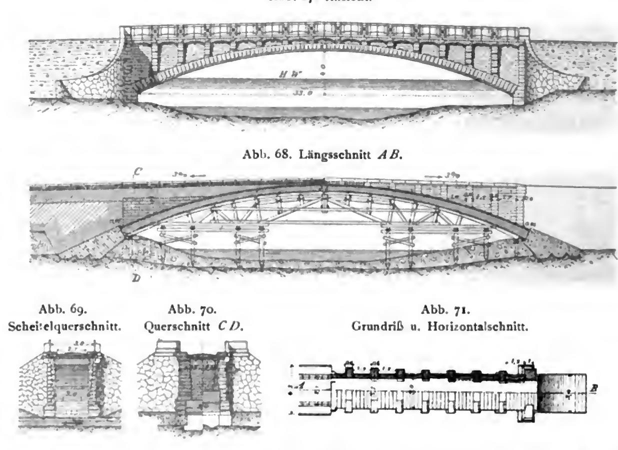


Abb. 68. Längsschnitt *AB*.

Abb. 69. Scheitelquerschnitt.

Abb. 70. Querschnitt *CD*.

Abb. 71. Grundriß u. Horizontalschnitt.

starke Rundeisen, die Verteilungsstäbe, 10 Stück 7 mm Rundeisen für das Meter Tiefe, sind an den Kreuzungsstellen gebunden. Die Stäbe überdecken sich an den Stoßstellen um 50 cm und sind an den Enden mit kleinen Aufbiegungen versehen.

Besitzt die Brücke eine größere Anzahl Pfeiler, so ordnet man in gewissen Abständen sog. Gruppenpfeiler an, d. h. solche, die imstande sind, den einseitigen, vom Eigengewicht erzeugten Schub eines Gewölbes aufzunehmen, ohne daß der günstig wirkende Gegenschub des Nachbargewölbes vorhanden ist. Die Gruppenpfeiler trennen die ganze Anlage in eine Anzahl für sich standfähiger Teile, was sowohl während des Baues wegen der Wiederbenutzung der Lehrgerüste, als auch später von Vorteil ist, falls eine Brückenöffnung im Kriege oder durch Hochwasser zerstört werden sollte; außerdem bilden die Gruppenpfeiler ein wichtiges ästhetisches Glied des ganzen Brückenbauwerks, indem sie ermöglichen, einzelne Abschnitte der Brücke besonders hervorzuheben.

[10]) Die Abb. 61 bis 63 sind dem »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, 3. Aufl., Bd. II, Kap. V, bearbeitet von Reg.-Baumeister FRITZ LOREY, entnommen.

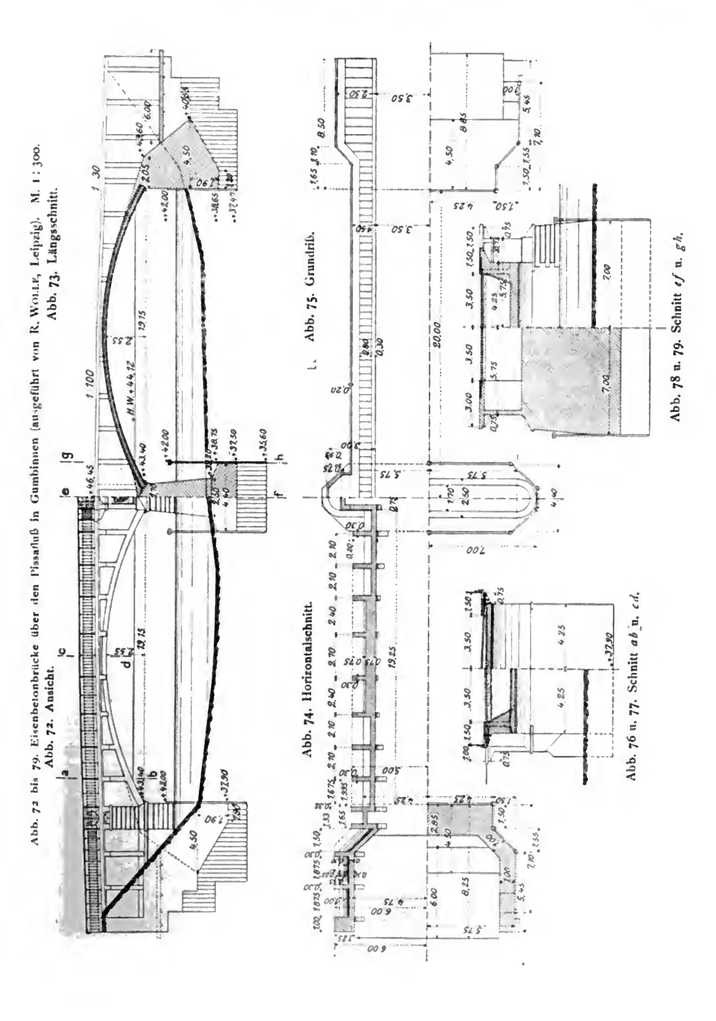


Abb. 72 bis 79. Eisenbetonbrücke über den Pissafluß in Gumbinnen (ausgeführt von R. Wolle, Leipzig). M. 1 : 300.

Abb. 72. Ansicht. Abb. 73. Längsschnitt.

Abb. 74. Horizontalschnitt. Abb. 75. Grundriß.

Abb. 76 u. 77. Schnitt *ab* u. *cd*. Abb. 78 u. 79. Schnitt *ef* u. *gh*.

Abb. 80 bis 84. Neckarbrücke bei Gemmrigheim.

Abb. 80. Ansicht. M. 1 : 500.

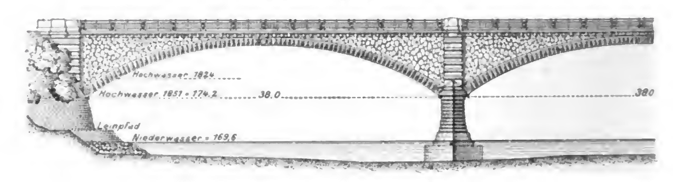


Abb. 81. Längenschnitt. M. 1 : 500.

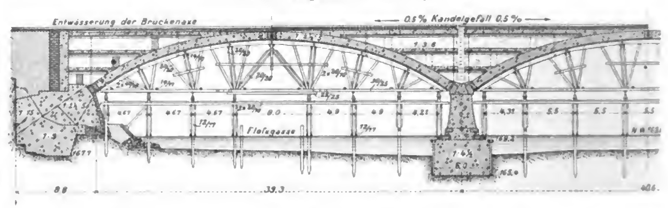


Abb. 82. Querschnitt durch den Scheitel. M. 1 : 350.

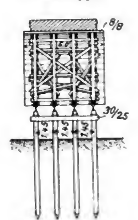


Abb. 83. Horizontalschnitt unter der Brückentafel. M. 1 : 500.

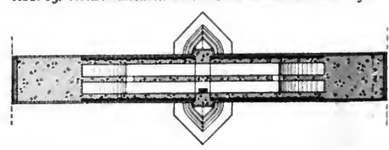
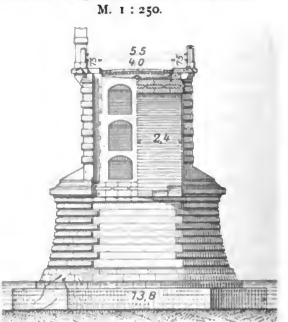


Abb. 84. Längenansicht des Hauptpfeilers. M. 1 : 250.



§ 12. Balkenbrücken aus Eisenbeton. Die Anwendung des Eisenbetons gestattet es, ein biegungsfestes Material zur Herstellung von Balkenbrücken größerer Abmessungen zu schaffen. Solche Brücken sind dort vorteilhaft, wo der Gewölbebau aus Mangel an Konstruktionshöhe ausgeschlossen ist oder wo der Baugrund die Verwendung schiebender Konstruktionen mit starken Widerlagern nicht zweckmäßig erscheinen läßt. Die allgemeine Anordnung der Balkenbrücken aus Eisenbeton entspricht derjenigen der

Abb. 85 bis 88. Eisenbetonbrücke über den Salzbachflutgraben. M. 1 : 150.

Abb. 85. Längsschnitt. Abb. 86. Ansicht.

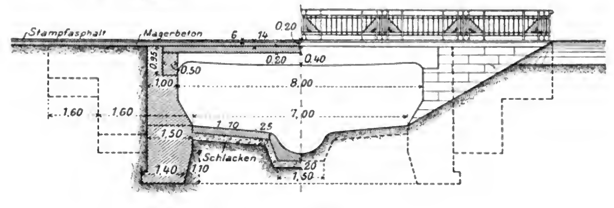


Abb. 87. Grundriß.

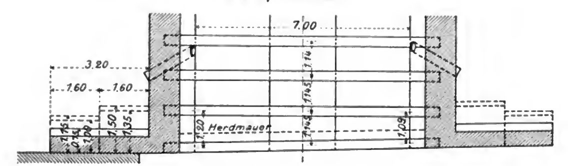
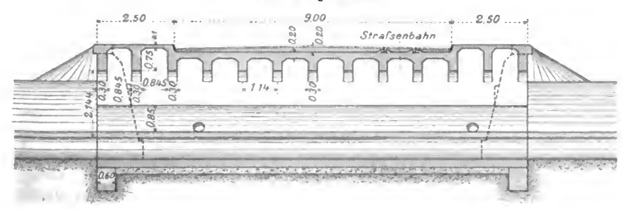


Abb. 88. Querschnitt.

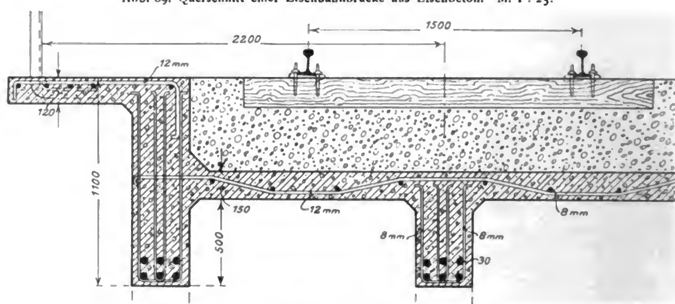


eisernen Balkenbrücken. Es werden Hauptträger von Widerlager zu Widerlager bzw. von Pfeiler zu Pfeiler gelegt und durch eine feste Fahrbahnkonstruktion steif miteinander verbunden. Ist genügend Bauhöhe vorhanden, so spannt man die Fahrbahntafel quer über die Hauptträger (vgl. Abb. der Brenzbrücke [eiserne Brücken], 24 bis 29 u. 85 bis 88). Bei geringerer Konstruktionshöhe kann man die Fahrbahn zwischen die Hauptträger versenken (Abb. 89). Bei Fußgängerbrücken (Abb. 24 u. 25) und bei Straßenbrücken (Abb. 26 bis 29) kann der Verkehr mitunter auf dem Eisenbeton selbst oder auf einem Belag von fettem Zementmörtel bzw. auf einer aufgebrachten Stampf-

asphaltschicht (Abb. 26) erfolgen. Empfehlenswert ist die Abdeckung der Fahrbahntafel mit einer Isolierschicht aus Asphaltpappe, Tektolit und dgl., auf welche dann eine Sandlage mit Pflaster bzw. Beschotterung aufgebracht wird. Die Gehwege werden zweckmäßig durch Zementglattstrich und eine Asphaltschicht abgedeckt.

Bei Eisenbahnbrücken sucht man durch Überführung des Schotterbettes starke Erschütterungen zu vermeiden (Abb. 89).

Abb. 89. Querschnitt einer Eisenbahnbrücke aus Eisenbeton. M. 1 : 25.



§ 13. Kurze Anleitung zur statischen Berechnung der gewölbten Brücken.

1. Die Belastungen (vgl. § 5). Als solche kommen in Betracht die ständige Last und die zufällige Last. Erstere setzt sich zusammen aus dem Gewichte des Gewölbes selbst, der Überschüttung und unter Umständen dem Erd- und Wasserdruck. Von der zufälligen Last ist bei gewölbten Brücken nur die Verkehrsbelastung von Bedeutung. Eigentümlich ist den massiven Brücken, daß die ständige oder ruhende Last (das Eigengewicht) fast stets bedeutend größer ist als die Verkehrslast. Es ist deshalb in der Regel nicht nötig, das Hauptgewölbe mit Zugrundelegung von Einzellasten zu berechnen. Es genügt vielmehr meistens, die Einzellasten durch eine gleichmäßig über die Grundfläche verteilte Last zu ersetzen, den sog. Belastungsgleichwert, oder ihr Gewicht auf eine angemessene Strecke der Fahrbahn zu verteilen. Bei Brücken kleiner Spannweite empfiehlt es sich, einen höheren Belastungsgleichwert zu wählen als bei größerer Weite. Die Größe der Fläche, auf welche eine Einzellast sich gleichmäßig verteilt, ist abhängig von der Höhe der Überschüttung. Bei eingleisigen Eisenbahnbrücken verteilt man die Verkehrslast auf einen Gewölbestreifen von 3,5 bis 4 m Breite. Die Belastungsgleichwerte für Weiten von 4 bis 40 m sind in der Tabelle auf S. 69 angegeben. Bei Straßenbrücken kann man die Raddrücke eines Lastwagens oder der Straßenwalze auf die Grundfläche, die von den Wagen oder der Walze überdeckt wird, gleichmäßig verteilt annehmen. Mit Einzellasten pflegt man nur bei größeren Konstruktionen zu rechnen.

Für die statische Untersuchung ist es zweckmäßig, die Verkehrslast und die Überschüttung in Mauergewicht umzurechnen und als solches graphisch aufzutragen. Die aufzutragende Höhe bestimmt sich aus dem Verhältnis der spezifischen Gewichte der betreffenden Materialien. Diese Gewichte sind im § 5, S. 65 angegeben. Verwandelt

man beispielsweise eine gleichmäßig verteilte Verkehrslast von 1200 kg/qm in Mauergewicht von 2000 kg/cbm, so ist die aufzutragende Ordinate:

$$h = \frac{1200}{2000} = 0{,}60 \text{ m.}$$

Rechnet man an sämtlichen Stellen des Gewölbes die Überschüttung und die Verkehrslast in Mauerwerk um, trägt die erhaltenen Höhen vom Gewölberücken aus auf und verbindet die Endpunkte der sich ergebenden Ordinaten, so erhält man als Verbindungslinie dieser Endpunkte die sog. »Belastungslinie«. Als Gewölbe kommt im Brückenbau fast ausschließlich das Tonnengewölbe in Betracht. Die Tiefe des Gewölbes (in der Richtung seiner Achse) ist für die statische Untersuchung gleichgültig. Der Einfachheit halber gibt man deshalb dem Gewölbestreifen, den man der Berechnung unterzieht, die Tiefe eins (gewöhnlich 1 m).

2. **Die statische Untersuchung der Gewölbe** umfaßt hauptsächlich zwei Aufgaben: den Nachweis der Standfähigkeit des Gewölbes und seiner Widerlager, und die Bestimmung der zweckmäßigen Form des Gewölbes. Obwohl man die Form des Gewölbes eigentlich schon kennen muß, um die Standfähigkeit nachweisen zu können, muß hier doch zuerst von der statischen Untersuchung des fertigen Gewölbes die Rede sein, die im allgemeinen zeichnerisch durchgeführt wird. Die Dreigelenkbogenbrücken und solche Gewölbe, bei denen man große Genauigkeit erreichen will, untersucht man indessen auch auf rechnerischem Wege.

In dem Gewölbe wird durch die Lasten ein Horizontalschub erzeugt, welcher sich mit den belastenden Kräften zusammensetzt. Bei nur lotrechter Belastung, welche die Regel bildet, ist der Horizontalschub im ganzen Gewölbe gleichgroß; er bildet die wagerechte Seitenkraft der Kräfte, welche von den Kämpfern auf das Gewölbe übertragen werden, der sog. Kämpferdrücke. Setzt man diese der Reihe nach mit den Lasten zusammen, so erhält man einen gebrochenen Linienzug, ein Seilpolygon, dessen Seiten die Lagen der einzelnen Mittelkräfte angeben. Diese Linie nennt man die Mittelkraftslinie. Verbindet man die Punkte, in denen die Seiten der Mittelkraftslinie die zugehörigen Fugen schneiden, miteinander, so ergibt sich die sog. Stützlinie. Bei den meisten, besonders bei den flachgespannten Gewölben fallen Mittelkraftslinie und Stützlinie nahezu zusammen, so daß man unbedenklich die Mittelkraftslinie an Stelle der Stützlinie setzen kann.

Jeder Belastung entspricht eine andere Stützlinie und ein anderer Horizontalschub, die aber nur dann bestimmt sind, wenn drei Punkte vorgeschrieben sind, durch welche die Stützlinie verlaufen muß. Man kann diese Punkte durch die Konstruktion vorschreiben, indem man an drei Punkte sog. Gelenke legt. Meistens aber sind diese drei Punkte nicht vorgeschrieben: die Stützlinie kann dann durch eine große Zahl von Kämpfer- und Scheitelpunkten verlaufen; für jede Belastung sind also dann sehr viele Stützlinien statisch möglich. Eine genaue Untersuchung der Lage der Stützlinie ist aber auch bei gelenklosen Gewölben durchführbar, wenn man das Gewölbe als elastischen Bogen auffaßt, was als mit der Wirklichkeit übereinstimmend angenommen werden kann. Diese Untersuchung würde hier zu weit führen.

In den Fällen der Praxis genügt es, wenn man nachweisen kann, daß zwei Grenzlagen der Stützlinie möglich sind, bei welchen diese ganz oder fast ganz im innern Drittel des Gewölbes verläuft. Die eine dieser Grenzlagen entspricht dem größten Horizontalschub, die andere dem kleinsten. Man nennt deshalb diese beiden Grenzlagen: die Maximalstützlinie und die Minimalstützlinie. Die Minimalstützlinie geht durch zwei Punkte in den Kämpferfugen, welche um ein Drittel der Gewölbestärke

von der **inneren** Leibung entfernt sind, und durch einen Punkt im Scheitel, welcher um ein Drittel der Gewölbestärke von der **äußeren** Leibung abliegt. Bei der Maximalstützlinie liegen die Durchgangspunkte bei den Kämpferfugen um ein Drittel der Gewölbestärke von der **äußeren** Leibung, der Durchgangspunkt in der Scheitelfuge um ein Drittel der Gewölbestärke von der **inneren** Leibung entfernt. — Bei Halbkreisgewölben sind als Kämpferfugen diejenigen Fugen einzuführen, welche mit der Wagerechten einen Winkel von rund 30° bilden. Wenn eine Scheitelfuge nicht vorhanden ist, so kann man eine gedachte Scheitelfuge einführen.

3. **Verzeichnen der Stützlinie.** Die Lage der Stützlinie gibt Aufschluß über die Stabilität des Gewölbes; es soll deshalb zunächst vorgeführt werden, wie man die Stützlinie konstruiert, wenn drei Punkte für den Verlauf derselben vorgeschrieben sind. Zunächst wird die Größe der Belastungsfläche ermittelt, indem man die Hinterfüllung und die Verkehrslast in Wölbmaterial umwandelt. Die sich dann zwischen der inneren Leibung des Gewölbes und der oberen Begrenzung ergebende Fläche heißt die **Belastungsfläche.**

Für die Umrechnung kann man nachstehende Tabelle verwenden:

Tabelle III. Umrechnung der Verkehrslast in Wölbmaterial.

	Spannweite	Höhe der Verkehrsbelastung in Metern bei Gewölben aus	
		Ziegelsteinen Gewicht f. d. cbm = 1800 kg	Beton oder Bruchsteinen Gewicht f. d. cbm = 2300 kg
Brücken für Hauptbahnen (8,5 t Raddruck)	unter 18 m	1,50 m	1,20 m
	18 bis 36 m	1,35 m	1,02 m
	über 36 m	1,10 m	0,85 m
Straßenbrücken	unter 10 m	0,56 m	0,44 m
	10 bis 20 m	0,44 m	0,34 m
	über 20 m	0,32 m	0,24 m
Fußgängerbrücken	beliebig	0,32 m	0,24 m

α) *Stützlinie für symmetrisches und symmetrisch belastetes Gewölbe.*

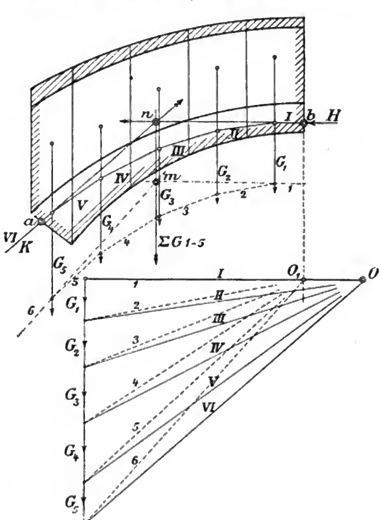
Die Stützlinie muß wegen der vollkommenen Symmetrie im Scheitel eine wagerechte Tangente haben und im ganzen Verlauf symmetrisch zur lotrechten Mittellinie des Gewölbes sein. In diesem Falle genügt es demnach, wenn ein Scheitel- und ein Kämpferpunkt angenommen werden, durch welche die Stützlinie verlaufen muß; auch braucht nur die Hälfte der Stützlinie verzeichnet zu werden.

Man teile die Belastungsfläche in eine Anzahl zweckmäßig gleich breiter Streifen (Abb. 90 u. 91)[11], trage deren Gewichte G_1, G_2, ... als Kräfte auf, zeichne unter Annahme eines Polabstandes ein Seilpolygon (Stützlinie), welches durch die vorgeschriebenen Punkte b und a geht. Der Polabstand muß gleich dem von dem Gewölbe bei der betr. Belastung ausgeübten Horizontalschub sein. Dieser ist daher zunächst zu ermitteln. Man sucht mit Hilfe eines für beliebigen Pol O_1 konstruierten Seilpolygons 1. 2. 3. 4. 5. 6. die Lage der Mittelkraft $\Sigma(G_{1-5})$ aller auf der einen Gewölbehälfte liegenden Lasten G, bringt sie mit der durch den Scheitelpunkt b der Stützlinie gezogenen wagerechten Geraden (dem Horizontalschub) in Punkt n zum Schnitt und verbindet diesen Schnittpunkt n mit dem Kämpferpunkt a der Stützlinie. Zieht man nunmehr durch den Anfangs-

[11]) Die Abb. 90 bis 93 sind dem »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, 4. Aufl., 2. Teil, Bd. I, Kap. II, S. 171 u. 172, bearbeitet von Prof. M. FÖRSTER in Dresden, entnommen.

punkt der Kraft G_1 und den Endpunkt der Kraft G_5 im Kraftpolygon Parallelen bzw. zu den Kraftrichtungen $\overline{bn}$ und $\overline{an}$, so erhält man als deren Schnittpunkt den Pol O und in dem wagerechten Abstande des Poles O von der Kraftlinie G_1, G_2,... die Größe des Horizontalschubes. In den Abb. 90 u. 91 ist I der Horizontalschub, VI der Kämpferdruck. Die vom Pol O nach den Grenzpunkten der Kräfte G_1, G_2, ... gezogenen Strahlen geben nach Größe und Richtung die zwischen den einzelnen lotrechten Lamellen wirkenden Resultierenden an. Das für den Pol O konstruierte Seilpolygon I II III IV V verläuft durch Punkt a und b und ist die gesuchte Stützlinie. Die Größe dieser Kräfte wird erhalten, indem man die Länge der Strahlen auf dem Kraftmaßstabe mißt, nach welchem die Kräfte G aufgetragen sind.

Abb. 90 u. 91.
Konstruktion der Stützlinie für symmetrisch belastetes Gewölbe.



Man kann den Horizontalschub H, welcher der Stützlinie durch die Punkte b und a entspricht, auch leicht berechnen. Da die Resultierende von H und $\Sigma(G)$ durch den Punkt a geht, so ist die algebraische Summe der Momente ihrer Seitenkräfte für Momentenpunkt a gleich Null. Bezeichnet man den lotrechten Abstand der Punkte b und a (den Pfeil der Stützlinie) mit h, den wagerechten Abstand der Resultierenden $\Sigma(G_{1-5})$ von a mit g, so ist

$$0 = g \cdot \Sigma(G_{1-5}) - H \cdot h, \quad \text{also}$$

$$H = \frac{g}{h} \cdot \Sigma(G_{1-5}).$$

β) *Stützlinie für unsymmetrisches bzw. unsymmetrisch belastetes Gewölbe* (Abb. 92 u. 93). Die Stützlinie soll durch die drei Punkte a, b, c verlaufen. Jeder Kämpferdruck besteht aus zwei Teilen, demjenigen, welcher durch Belastung der linken Hälfte, und demjenigen, welcher durch Belastung der rechten Hälfte erzeugt wird. Die Belastung der rechten Hälfte allein, $\Sigma(G_{1-5})$, ruft einen linken Kämpferdruck K_3 hervor, dessen Lage und Richtung durch die Linie $\overline{ab}$ bestimmt ist. Wird der Schnittpunkt der Linie $\overline{ab}$ mit $\Sigma(G_{1-5})$, d. h. Punkt r mit Punkt c verbunden, so gibt die Linie $\overline{cr}$ Lage und Richtung des durch die rechtsseitige Last erzeugten rechten Kämpferdrucks K_4 an. Die durch Anfangs- und Endpunkt von (G_{1-5}) im Kraftpolygon zu den Linien $\overline{ar}$ und $\overline{cr}$ gezogenen Parallelen ergeben in $\overline{yx}$ und $\overline{xv}$ die Größen der Kämpferdrücke K_3 und K_4. In ganz gleicher Weise erhält man nach Größe und Richtung die Kämpferdrücke K_1 und K_2, welche durch die linksseitige Belastung $\Sigma(G_{6-10})$ erzeugt werden. Die Richtung von K_2 ist

durch cb bestimmt, dadurch ergibt sich Punkt s als Schnittpunkt von K'_2 und $\Sigma(G_{6-10})$ und die Richtung von K'_1 durch die Linie as. Parallelen zu diesen Richtungen, im Kraftpolygon durch w und y gezogen, ergeben die Größe der Kämpferdrücke K'_1 und K_2. Die wirklichen Kämpferdrücke K'_a und K'_c werden darauf durch Zusammensetzen der Kämpferdrücke K'_1 und K'_3 am linken Kämpfer, K_2 und K_4 am rechten Kämpfer gefunden. Diese Zusammensetzung ist in Abb. 92 u. 93 im Kraftpolygon graphisch vorgenommen und leicht verständlich. Mit diesen Kämpferdrücken K'_a und K'_c kann man nun die Lasten G_{10},

Abb. 92 u. 93. Konstruktion der Stützlinie für unsymmetrisch belastetes Gewölbe.

G_9, ... leicht zusammensetzen und die zugehörige Stützlinie in gleicher Weise konstruieren, wie in Abb. 90 u. 91 gezeigt ist. Welche Stützlinien für die statische Untersuchung eines Gewölbes bestimmt werden müssen, ist in dem Folgenden näher ausgeführt.

4. Günstigste Form des Gewölbes. Man kann auf Grund der Ergebnisse der Elastizitätstheorie diejenige Stützlinie als die nahezu richtige annehmen, welche mit der Mittellinie des Gewölbes zusammenfällt. Man sucht nun diejenige Stützlinie auf, welche für halbe Verkehrsbelastung auf dem ganzen Gewölbe bei Annahme dreier Punkte in Kämpfer- und Scheitelfugen sich ergibt, und formt die Gewölbemittellinie übereinstimmend mit dieser Stützlinie. — Man nennt die aus Eigengewicht und halber

Verkehrslast auf dem ganzen Gewölbe sich zusammensetzende Belastung: die Normalbelastung. Zu beachten ist, daß beim Beginne der Entwurfsarbeit die Form des Gewölbes noch unbekannt ist, demnach auch dessen Eigengewicht und die in Abb. 90 bzw. 91 randschraffierte Fläche.

Beim Entwerfen geht man deshalb folgendermaßen vor: Man nimmt zunächst die Gewölbestärke im Scheitel nach einer Erfahrungsformel an, ebenso die Gewölbeform entsprechend den sonstigen Bedingungen (Höhe der Fahrbahn, des Hochwassers u. dgl.), bestimmt hiernach die Belastungsfläche und konstruiert für die Normalbelastung eine durch drei angemessen angenommene Punkte verlaufende Stützlinie. Diese fällt zunächst nicht mit der Gewölbemittellinie zusammen; man muß sie nun durch Änderungen in der Belastung (Form des Gewölbes usw.) allmählich verbessern, bis die Stützlinie für Normalbelastung mit der Gewölbemittellinie zusammenfällt.

Um die Stabilität des Gewölbes nachzuweisen, konstruiere man noch eine Minimalstützlinie, welche möglichst im inneren Gewölbedrittel verlaufen soll, ferner eine durch die Mitten der Kämpfer- und Scheitelfugen verlaufende Stützlinie, die beiden vorstehenden für volle, über das ganze Gewölbe verteilte Belastung, endlich eine Stützlinie für Belastung des Gewölbes mit voller Verkehrslast auf der einen Seite des Gewölbes bis zum Scheitel, während die andere Hälfte des Gewölbes nur das Eigengewicht zu tragen hat. Bei dieser einseitigen Belastung darf an keiner Stelle σ_{max} die für den Baustoff zulässige Inanspruchnahme überschreiten.

5. Kantenpressungen im Gewölbe ohne Eiseneinlagen. Soll das Gewölbe standfähig sein, so muß zunächst die Stützlinie in ihrem ganzen Verlauf im Gewölbe liegen; es dürfen aber auch nicht zu große Beanspruchungen im Gewölbe auftreten. Die Beanspruchung in einem Querschnitt ist stets an derjenigen Kante am größten, nach welcher die Stützlinie von der Gewölbeachse aus abweicht, um so größer, je mehr sich die Stützlinie der Kante nähert. Bezeichnet P in Abb. 94 die auf eine Fuge wirkende Axialkraft, d. h. die senkrecht zur Fuge gerichtete Seitenkraft der an der einen Seite dieser Fuge wirkenden Resultierenden (auf 100 cm = 1 m Tiefe des Gewölbes, senkrecht zur Bildfläche), e den Abstand des Schnittpunktes E der Kraft P mit dem Querschnitt vom Schwerpunkt S des Querschnitts, d die Gewölbestärke in diesem Querschnitt, so ist, wenn der Punkt E im inneren Drittel des Gewölbes liegt:

Abb. 94. Beanspruchungen im Gewölbe. Kraft P schneidet die Fuge im inneren Drittel.

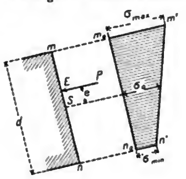
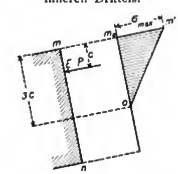


Abb. 95. Beanspruchungen im Gewölbe. Kraft P schneidet die Fuge außerhalb des inneren Drittels.



$$\sigma_{max} = \frac{P}{d \cdot 100}\left[1 + \frac{6e}{d}\right] \text{ in der Kante } m,$$

$$\sigma_{min} = \frac{P}{d \cdot 100}\left(1 - \frac{6e}{d}\right) \text{ in der Kante } n.$$

Der Übergang von σ_{max} zu σ_{min} findet nach dem Gesetz einer Geraden statt, so daß die in Abb. 94 schraffierte Figur (Druckfigur genannt) die sämtlichen Inanspruchnahmen der einzelnen Querschnittspunkte angibt.

Wenn dagegen der Schnittpunkt E außerhalb des inneren Drittels fällt in den Abstand c von der zunächst liegenden Kante, so ist in dieser die Druckspannung:

$$\sigma_{max} = \frac{2P}{3 \cdot c \cdot 100}.$$

Druckübertragung findet hier nur auf eine Breite $3c$ von der Kante aus statt, und zwar wiederum nach dem Gesetz der Geraden. Im Abstand $3c$ von der Kante m ist die Inanspruchnahme gleich Null. Abb. 95 zeigt die graphische Darstellung der Querschnitt-Inanspruchnahme; σ_{max} darf höchstens gleich der zulässigen Druckinanspruchnahme k des Gewölbematerials sein. Setzt man $\sigma_{max} = k$, und löst nach c auf, so ergibt sich das Maß, wie weit sich höchstens die Stützlinie einer Leibung nähern darf, zu

$$c \geqq \frac{2P}{3 \cdot k \cdot 100}.$$

Für vorläufigen Überschlag kann man $P = 1{,}4\,H$ setzen, wo H den Horizontalschub im Gewölbe bedeutet.

6. Statische Berechnung der Eisenbetonbrücken. Die statische Untersuchung der Gewölbe mit Eiseneinlagen kann zeichnerisch oder rechnerisch in derselben Weise vorgenommen werden, wie für die Gewölbe ohne Eiseneinlagen. Es ist somit das unter 1 bis 4 Gesagte auch für die Eisenbetongewölbe anwendbar. Ein grundsätzlicher Unterschied zwischen beiden Gewölbearten ergibt sich nur hinsichtlich der Lage der Stützlinie und der Bestimmung der Kantenpressungen. Bei den bis jetzt betrachteten Gewölben war die Lage der Stützlinie auf das mittlere Drittel des Querschnitts oder auf weniges außerhalb desselben beschränkt, da auf die Übertragung von Zugspannungen (wie in 5 gezeigt) nicht gerechnet werden sollte. Bei den Eisenbetongewölben sind aber die Einlagen in erster Linie zur Aufnahme der Zugkräfte vorhanden; aus diesem Grunde ist auch die Stützlinie von der Gewölbeform unabhängiger. Sie darf folglich nicht nur aus dem mittleren Drittel des Querschnitts, sondern sogar ganz aus letzterem herausfallen. Wenn es daher für Gewölbe mit Eiseneinlagen nicht unbedingt notwendig ist, die günstigste Gewölbeform mittels der »Normalbelastung« festzustellen, so wird man trotzdem stets, falls nicht ganz bestimmte Bedingungen über die Gestaltung des Gewölbes vorgeschrieben sind, dessen günstigste Form nach Absatz 4 aufsuchen, um so die Wölbstärke, den Eisenverbrauch und hiermit die Baukosten möglichst zu verringern.

Die Berechnung der Fugenpressungen soll in folgendem eingehender besprochen werden. Zu diesem Zwecke werden die Grundlagen für die Berechnung von Eisenbetonkonstruktionen kurz zusammengestellt. Der Vollständigkeit halber wird auch die Berechnung der Plattenbrücken vorgeführt.

Auf Grund zahlreicher Versuche hat man verschiedene Berechnungsverfahren für Eisenbetonkonstruktionen aufgestellt. Fast sämtlichen dieser Berechnungsarten liegen nachstehende Annahmen zugrunde:

1. Innerhalb der Grenzen der gewöhnlichen Beanspruchungswerte besteht Proportionalität zwischen den Spannungen und Dehnungen sowohl des Eisens, als auch des Betons. Deshalb können die üblichen Gesetze der Festigkeitslehre auch auf die Eisenbetonkonstruktionen angewendet werden.

2. Auf die Übertragung von Zugspannungen seitens des Betons soll nicht gerechnet werden; vielmehr sollen die Eiseneinlagen so bemessen werden, daß sie allein imstande sind, die Zugspannungen aufzunehmen.

3. Der Elastizitätsmodul des Eisens wird etwa 15 mal so groß angenommen als derjenige des Betons auf Druck.

Die auf diese Annahmen sich gründenden Rechnungsarten liegen den Leitsätzen bzw. Bestimmungen für die Ausführung von Eisenbetonbauten zugrunde, welche der

preußische Minister der öffentlichen Arbeiten aufgestellt hat. Aus diesen Bestimmungen seien nachstehend die Leitsätze für die statische Berechnung nebst dem Rechnungsverfahren vorgeführt.

I. Leitsätze für die statische Berechnung.

A. Eigengewicht.

§ 1.

1. Das Gewicht des Betons einschließlich der Eiseneinlagen ist zu 2400 kg für das Kubikmeter anzunehmen, sofern nicht ein anderes Gewicht nachgewiesen wird.

2. Bei Decken ist außer dem Gewicht der tragenden Bauteile das Gewicht der zur Bildung des Fußbodens dienenden Baustoffe nach bekannten Einheitssätzen zu ermitteln.

B. Ermittelung der äußeren Kräfte.

§ 2.

1. Bei den auf Biegung beanspruchten Bauteilen sind die Angriffsmomente und Auflagerkräfte je nach der Art der Belastung und Auflagerung den für frei aufliegende oder durchgehende Balken geltenden Regeln gemäß zu berechnen.

2. Bei frei aufliegenden Platten ist die Freilänge zuzüglich der Deckenstärke in der Feldmitte, bei durchgehenden Platten die Entfernung zwischen den Mitten der Stützen als Stützweite in die Berechnung einzuführen. Bei Balken gilt die um die erforderliche Auflagerlänge vergrößerte freie Spannweite als Stützweite.

3. Bei Platten und Balken, die über mehrere Felder durchgehen, darf, falls die wirklich auftretenden Momente und Auflagerkräfte nicht rechnerisch nach den für durchgehende Balken geltenden Regeln unter Voraussetzung freier Auflagerung auf den Mittel- und Endstützen oder durch Versuche nachgewiesen werden, das Biegungsmoment in den Feldmitten zu vier Fünfteln des Wertes angenommen werden, der bei einer auf zwei Stützen frei aufliegenden Platte vorhanden sein würde. Über den Stützen ist dann das negative Biegungsmoment so groß, wie das Feldmoment bei beiderseits freier Auflagerung anzunehmen. Als durchgehend dürfen nach dieser Regel Platten und Balken nur dann berechnet werden, wenn sie überall auf festen, in einer Ebene liegenden Stützen oder auf Eisenbetonbalken aufliegen. Bei Anordnung der Eiseneinlagen ist unter allen Umständen die Möglichkeit des Auftretens negativer Momente sorgfältig zu berücksichtigen.

4. Bei Balken darf ein Einspannungsmoment an den Enden nur dann in Rechnung gestellt werden, wenn besondere bauliche Vorkehrungen eine sichere Einspannung nachweislich gewährleisten.

5. Die rechnerische Annahme des Zusammenhanges darf nicht über mehr als drei Felder ausgedehnt werden. Bei Nutzlasten von mehr als 100 kg/qm ist die Berechnung auch für die ungünstigste Lastverteilung anzustellen.

6. Bei Plattenbalken darf die Breite des plattenförmigen Teiles von der Balkenmitte ab nach jeder Seite mit nicht mehr als einem Sechstel der Balkenlänge in Rechnung gestellt werden.

7. Ringsum aufliegende, mit sich kreuzenden Eiseneinlagen versehene Platten können bei gleichmäßig verteilter Belastung, wenn ihre Länge a weniger als das Ein- und Einhalbfache ihrer Breite b beträgt, nach der Formel $M = \frac{p \cdot b^2}{12}$ berechnet werden. Gegen negative Angriffsmomente an den Auflagern sind Vorkehrungen durch Form und Lage der Eisenstäbe zu treffen.

8. Die rechnungsmäßig sich ergebende Dicke der Platten und der plattenförmigen Teile der Plattenbalken ist überall auf mindestens 8 cm zu bringen.

9. Bei Stützen ist auf die Möglichkeit einseitiger Belastung Rücksicht zu nehmen.

C. Ermittelung der inneren Kräfte.

§ 3.

1. Das Elastizitätsmaß des Eisens ist zu dem Fünfzehnfachen von dem des Betons anzunehmen, wenn nicht ein anderes Elastizitätsmaß nachgewiesen wird.

2. Die Spannungen im Querschnitt des auf Biegung beanspruchten Körpers sind unter der Annahme zu berechnen, daß sich die Ausdehnungen wie die Abstände von der Nullinie verhalten und daß die Eiseneinlagen sämtliche Zugkräfte aufzunehmen vermögen.

3. Bei Bauten oder Bauteilen, die der Witterung, der Nässe, den Rauchgasen und ähnlichen schädlichen Einflüssen ausgesetzt sind, ist außerdem nachzuweisen, daß das Auftreten von Rissen im Beton durch die vom Beton zu leistenden Zugspannungen vermieden wird.

4. Schubspannungen sind nachzuweisen, wenn Form und Ausbildung der Bauteile ihre Unschädlichkeit nicht ohne weiteres erkennen lassen. Sie müssen, wenn zu ihrer Aufnahme keine Mittel in der Anordnung der Bauteile selbst gegeben sind, durch entsprechend gestaltete Eiseneinlagen aufgenommen werden.

5. Die Eiseneinlagen sind möglichst so zu gestalten, daß die Verschiebung gegen den Beton schon durch ihre Form verhindert wird. Die Haftspannung ist stets rechnerisch nachzuweisen.

6. Die Berechnung der Stützen auf Knicken soll erfolgen, wenn ihre Höhe mehr als das Achtzehnfache der kleinsten Querschnittsabmessung beträgt. Durch Querverbände ist der Abstand der eingelegten Eisenstäbe unveränderlich gegeneinander festzulegen. Der Abstand dieser Querverbände muß annähernd der kleinsten Abmessung der Stütze entsprechen, darf aber nicht über das Dreißigfache der Stärke der Längsstäbe hinausgehen.

7. Zur Berechnung der Stützen auf Knicken ist die EULERsche Formel anzuwenden.

D. Zulässige Spannungen.

§ 16.

1. Bei den auf Biegung beanspruchten Bauteilen soll die Druckspannung des Betons den sechsten Teil seiner Druckfestigkeit, die Zug- und Druckspannung des Eisens den Betrag von 1000 kg/qcm nicht übersteigen.

2. Wird in den unter § 15, Ziffer 3 bezeichneten Fällen die Zugspannung des Betons in Anspruch genommen, so sind als zulässige Spannung zwei Drittel der durch Zugversuche nachgewiesenen Zugfestigkeit des Betons anzunehmen. Bei fehlendem Zugfestigkeitsnachweis darf die Zugspannung nicht mehr als ein Zehntel der Druckfestigkeit betragen.

3. Dabei sind folgende Belastungswerte anzunehmen:

a) Bei mäßig erschütterten Bauteilen, z. B. bei Decken von Wohnhäusern, Geschäftsräumen, Warenhäusern: die wirklich vorhandene Eigen- und Nutzlast,

b) bei Bauteilen, die stärkeren Erschütterungen oder stark wechselnder Belastung ausgesetzt sind, wie z. B. bei Decken in Versammlungsräumen, Tanzsälen, Fabriken, Lagerhäusern: die wirkliche Eigenlast und die bis zu fünfzig v. H. erhöhte Nutzlast,

c) bei Belastungen mit starken Stößen, wie z. B. bei Kellerdecken unter Durchfahrten und Höfen: die wirkliche Eigenlast und die bis zu hundert v. H. erhöhte Nutzlast.

4. In Stützen darf der Beton mit nicht mehr als einem Zehntel seiner Druckfestigkeit beansprucht werden. Bei Berechnung der Eiseneinlagen auf Knicken ist fünffache Sicherheit nachzuweisen.

5. Die Schubspannung des Betons darf das Maß von 4,5 kg/qcm nicht überschreiten. Wird größere Schubfestigkeit nachgewiesen, so darf die auftretende Spannung nicht über ein Fünftel dieser Festigkeit hinausgehen.

6. Die Haftspannung darf die zulässige Schubspannung nicht überschreiten.

II. Rechnungsverfahren mit Beispielen.

A. Reine Biegung.

a) Ohne Berücksichtigung der Betonzugspannungen.

Bei einfacher Eiseneinlage vom Gesamtquerschnitt f_e auf die Balken- oder Plattenbreite b ergibt sich, wenn das Verhältnis der Elastizitätsmaße des Eisens und des Betons mit n bezeichnet wird, der Abstand der Nullinie von der Oberkante aus der Gleichung der statischen Momente der Flächenelemente für die Nullinie (vgl. Abb. 96).

Abb. 96.

$$\frac{b \cdot x^2}{2} = n \cdot f_e (h - a - x) \text{ zu} \tag{1}$$

$$x = \frac{n \cdot f_e}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{2 b (h - a)}{n \cdot f_e}} - 1 \right]. \tag{2}$$

Aus der Gleichsetzung der Momente der äußeren und inneren Kräfte folgt dann

$$M = \sigma_b \cdot \frac{x}{2} b \left(h - a - \frac{x}{3} \right) = \sigma_e \cdot f_e \left(h - a - \frac{x}{3} \right), \tag{3}$$

worin σ_b die größte Betondruckspannung und σ_e die mittlere Eisenzugspannung bedeutet. Hieraus folgt

$$\sigma_b = \frac{2 M}{b \cdot x \left(h - a - \frac{x}{3} \right)} \tag{4}$$

$$\sigma_e = \frac{M}{f_e \left(h - a - \frac{x}{3} \right)}. \tag{5}$$

Unter Umständen kommen auch folgende leicht ablesbare Gleichungen in Betracht

$$x = \frac{n (h - a) \sigma_b}{\sigma_e + n \cdot \sigma_b} \tag{6}$$

$$\frac{b \cdot x}{2} \cdot \sigma_b = \sigma_e \cdot f_e. \tag{7}$$

Bei T-förmigen Querschnitten, sogenannten Plattenbalken, unterscheidet sich die Berechnung nicht von der vorigen, wenn die Nullinie in die Platte selbst oder in die Unterkante der Platte fällt.

Geht die Nullinie durch den Steg, so können die geringen im Steg auftretenden Druckspannungen vernachlässigt werden.

Dann ist (vgl. Abb. 97):

$$\sigma_u = \frac{x - d}{x} \cdot \sigma_o \tag{8}$$

$$\sigma_e = n \cdot \frac{h - a - x}{x} \cdot \sigma_o \tag{9}$$

$$\frac{\sigma_o + \sigma_u}{2} b \cdot d = \sigma_e \cdot f_e \tag{10}$$

oder nach Einsetzen der Werte von σ_u und σ_e aus den Gleichungen (8) und (9) in Gleichung (10):

$$x = \frac{\frac{b \cdot d^2}{2} + n \cdot f_e (h - a)}{b \cdot d + n \cdot f_e}. \tag{11}$$

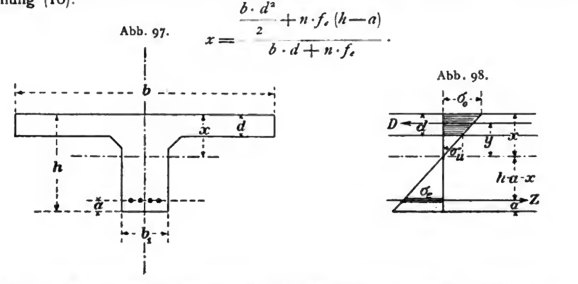


Abb. 97. Abb. 98.

Da der Abstand des Schwerpunktes des Drucktrapezes von der Oberkante

$$x - y = \frac{d}{3} \cdot \frac{\sigma_o + 2\sigma_u}{\sigma_o + \sigma_u} \tag{12}$$

ist, so wird nach Einsetzen des Wertes von σ_u in Gleichung (8):

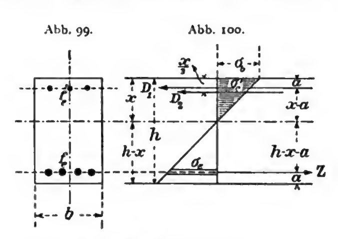


Abb. 99. Abb. 100.

$$y = x - \frac{d}{2} + \frac{d^2}{6(2x - d)}$$

$$= \frac{2}{3}\left(x + \frac{(x-d)^2}{2x - d}\right) \tag{13}$$

$$\sigma_e = \frac{M}{f_e (h - a - x + y)} \tag{14}$$

$$\sigma_o = \frac{x}{n(h - a - x)} \cdot \sigma_e. \tag{15}$$

Erhalten Balken und Platten auch obere Eiseneinlagen, so kommen folgende Gleichungen zur Anwendung:

Für die Lage der Nullinie:

$$\frac{b \cdot x^2}{2} - f'(x-a) + n \cdot f'_e (x - a) = n \cdot f_e (h - a x), \tag{16}$$

woraus

$$x = -\frac{(n-1)f'_e + n \cdot f_e}{b} + \sqrt{\left(\frac{(n-1)f'_e + n \cdot f_e}{b}\right)^2 + \frac{2}{b}\left[(n-1)f'_e \cdot a + n \cdot f_e (h - a)\right]}. \tag{17}$$

Für das Angriffsmoment:

$$M = \frac{b \cdot x}{2} \sigma_b \left(h - a - \frac{x}{3}\right) - f'_e \cdot \sigma_b' (h - 2a) + f'_e \cdot \sigma'_e (h - 2a). \tag{18}$$

Hierin bedeutet σ_b' die Betondruckspannung in mittlerer Höhe der oberen Eiseneinlage und ist bestimmt durch

$$\sigma_b' = \frac{x - a}{x} \sigma_b.$$

Da ferner

$$\sigma'_e = \frac{n(x - a)}{x} \sigma_b,$$

so wird

$$M=\left[\frac{b\cdot x}{2}\left(h-a-\frac{x}{3}\right)+(n-1)f'_e\cdot\frac{x-a}{x}(h-2a)\right]\sigma_b. \tag{19}$$

Vernachlässigt man die geringe Querschnittsverminderung des Betondruckgurtes durch die oberen Eiseneinlagen, so geht Gleichung (17) über in

$$x=-\frac{n(f_e+f'_e)}{b}+\sqrt{\left(\frac{n(f_e+f'_e)}{b}\right)^2+\frac{2\cdot n}{b}(f'_e\cdot a+f_e(h-a)} \tag{20}$$

und Gleichung (19) in

$$M=\left[\frac{b\cdot x}{2}\left(h-a-\frac{x}{3}\right)+n\cdot f'_e\frac{x-a}{x}(h-2a)\right]\sigma_b. \tag{21}$$

Hat man bei gegebenem Angriffsmoment aus Gleichung (21) σ_b berechnet, so finden sich die Spannungen σ_e und σ'_e leicht aus dem Gesetz, daß sich die Spannungen wie die Abstände von der Nullinie verhalten. Hat man bei gegebener Betondruckspannung σ_b den Wert des Angriffsmoments ermittelt, so finden sich die Spannungen σ_e und σ'_e aus

$$M=f_e\cdot\sigma_e\left(h-a-\frac{x}{3}\right)\pm f'_e\cdot\sigma'_e\left(\frac{x}{3}-a\right) \tag{22}$$

oder da

$$\sigma'_e=\frac{x-a}{h-a-x}\sigma_e,$$

$$M=\left[f_e\left(h-a-\frac{x}{3}\right)\pm f'_e\frac{x-a}{h-a-x}\left(\frac{x}{3}-a\right)\right]\sigma_e. \tag{23}$$

Man kann auch den gemeinsamen Schwerpunkt des Betons und der Eiseneinlage in der Druckzone bestimmen aus

Abb. 101.

$$y_1=\frac{\frac{b\cdot x}{2}\cdot\frac{2}{3}x\cdot\sigma_b+\sigma'_e\cdot f'_e(x-a)}{\frac{b\cdot x}{2}\sigma_b+\sigma'_e\cdot f'_e}=\frac{\frac{b\cdot x^3}{3}+n\cdot f'_e(x-a)^2}{\frac{b\cdot x^2}{2}+n\cdot f'_e(x-a)}, \tag{24}$$

dann wird

$$M=f_e\cdot\sigma_e(h-a-x+y_1). \tag{25}$$

b) Mit Berücksichtigung der Betonzugspannungen.

Bei einfacher Eiseneinlage wird entsprechend Gleichung (1) (vgl. Abb. 102):

$$\frac{b\cdot x^2}{2}=\frac{b(h-x)^2}{2}+n\cdot f_e(h-a-x), \tag{26}$$

also

$$x=\frac{\frac{b\cdot h^2}{2}+n\cdot f_e(h-a)}{b\cdot h+n\cdot f_e}. \tag{27}$$

Abb. 102.

Aus der Gleichsetzung der Zug- und Druckkräfte folgt

$$\frac{b\cdot x}{2}\sigma_{bd}=b\cdot\frac{h-x}{2}\sigma_{bz}+\sigma_e f_e \tag{28}$$

und aus der Proportionalität von Dehnungen und Spannungen

$$\sigma_{bz}=\frac{h-x}{x}\cdot\sigma_{bd}, \tag{29}$$

$$\sigma_e=n\cdot\frac{h-a-x}{x}\sigma_{bd}. \tag{29a}$$

Die Momentengleichung für die Nullinie wird dann

$$M = \frac{b \cdot x}{2} \sigma_{bd} \cdot \frac{2}{3} x + b \cdot \frac{h - x}{2} \sigma_{bz} \cdot \frac{2}{3} (h - x) + \sigma_e \cdot f_e (h - a - x), \tag{30}$$

woraus mit Hilfe von Gleichung (29) und (29a) folgt:

$$M = \frac{\sigma_{bd}}{x} \left[\frac{b \cdot x^3}{3} + \frac{b (h - x)^3}{3} + n \cdot f_e (h - a - x)^2 \right]. \tag{31}$$

Ist M gegeben, so folgt zunächst aus Gleichung (31) σ_{bd} und dann mit Gleichung (29) und (29a) σ_{bz} und σ_e.

Bei Plattenbalken wird, wenn die Nullinie durch den Steg geht:

$$x = \frac{b_1 \frac{h^2}{2} + (b - b_1) \frac{d^2}{2} + n \cdot f_e (h - a)}{b_1 \cdot h + (b - b_1) d + n \cdot f_e}, \tag{32}$$

$$M = b \cdot \frac{\sigma_o + \sigma_u}{2} \cdot d \cdot y + b_1 \frac{\sigma_u}{2} \cdot \frac{2}{3} (x - d)^2$$
$$+ b_1 \cdot \frac{h - x}{2} \cdot \sigma_{bz} \cdot \frac{2}{3} (h - x) + \sigma_e \cdot f_e (h - a - x). \tag{33}$$

$$M = \frac{\sigma_o}{x} \left[\frac{b}{2} \cdot d (2x - d) \cdot y + \frac{b_1}{3} \left((x - d)^3 + (h - x)^3 \right) + n \cdot f_e (h - a - x)^2 \right], \tag{33a}$$

$$\sigma_{bz} = \frac{h - x}{x} \cdot \sigma_o, \tag{34}$$

$$\sigma_e = n \cdot \frac{h - a - x}{x} \cdot \sigma_o. \tag{34a}$$

Zur Ermittelung der Querschnittsabmessungen bei gegebenem Angriffsmoment sind diese Gleichungen sehr unbequem. Sind b, b_1, h und f_e gegeben und macht man zur Voraussetzung, daß die Nullinie in die Unterkante der Platte fällt, so wird

$$\frac{b \cdot x^2}{2} = b_1 \frac{(h - x)^2}{2} + n \cdot f_e (h - a - x), \tag{35}$$

woraus

$$\frac{b - b_1}{2} \cdot x^2 + (b_1 \cdot h + n \cdot f_e) x = \frac{b_1 \cdot h^2}{2} + n \cdot f_e (h - a). \tag{36}$$

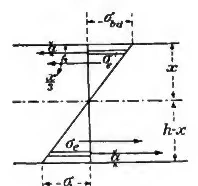
Hieraus ist x, also die Plattenstärke zu finden.

Die auftretenden Spannungen finden sich dann aus

$$M = \frac{\sigma_o}{x} \left[\frac{b \cdot x^3}{3} + b_1 \frac{(h - x)^3}{3} + n \cdot f_e (h - a - x)^2 \right] \tag{37}$$

sowie aus den Gleichungen (34) und (34a).

Abb. 103.



Werden Eisenstäbe auch in der Druckzone angebracht, so wird bei Balken und Platten (vgl. Abb. 103)

$$x = \frac{\frac{b h^2}{2} + (n - 1) \left[f_e' \cdot a + f_e (h - a) \right]}{b \cdot h + (n - 1) (f_e' + f)} \tag{38}$$

$$M = \left[\frac{b \cdot x^3}{3} + \frac{b (h - x)^3}{3} \right.$$
$$\left. + (n - 1) \left(f_e' (x - a)^2 + f_e (h - a - x)^2 \right) \right] \frac{\sigma_{bd}}{x}. \tag{39}$$

Sind die oberen und unteren Eisenstäbe von gleichem Querschnitt, so wird $x = \frac{h}{2}$ und

$$M = \left[\frac{b \cdot h^2}{6} + \frac{4(n-1)f_e}{h}\left(\frac{h}{2} - a\right)^2\right]\sigma_{bd}. \tag{40}$$

Für die am häufigsten vorkommenden Bauteile, Platten und Balken von rechteckigem Querschnitt und mit Eiseneinlagen nur auf der Zugseite, lassen sich Vereinfachungen der Ausdrücke 2), 4) und 5) auf folgende Weise erzielen. Ist das Angriffsmoment sowie der Querschnitt des Betonkörpers und der Eisenstäbe gegeben und will man hiernach die auftretenden Spannungen ermitteln, so werde zur Vereinfachung $f_e = \frac{b(h-a)}{m}$ gesetzt, wobei $m = \frac{b(h-a)}{f_e}$ aus den gegebenen Abmessungen zu erhalten ist. Für verschiedene Werte m läßt sich hiernach folgende Zusammenstellung der zugehörigen Werte von x, σ_b und σ_e benutzen.

Tabelle IV.

Werte von f_e	Zugehörige Werte von x	Spannungen σ_b	Spannungen σ_e
$\frac{b(h-a)}{100}$	$0{,}418\,(h-a)$	$5{,}559 \cdot \frac{M}{b(h-a)^2}$	$116\,\frac{M}{b(h-a)^2} = 20{,}867\,\sigma_b$
$\frac{b(h-a)}{110}$	$0{,}403\,(h-a)$	$5{,}735 \cdot \frac{M}{b(h-a)^2}$	$127\,\frac{M}{b(h-a)^2} = 22{,}145\,\sigma_b$
$\frac{b(h-a)}{120}$	$0{,}391\,(h-a)$	$5{,}895 \cdot \frac{M}{b(h-a)^2}$	$138\,\frac{M}{b(h-a)^2} = 23{,}409\,\sigma_b$
$\frac{b(h-a)}{130}$	$0{,}379\,(h-a)$	$6{,}040 \cdot \frac{M}{b(h-a)^2}$	$149\,\frac{M}{b(h-a)^2} = 24{,}668\,\sigma_b$
$\frac{b(h-a)}{140}$	$0{,}368\,(h-a)$	$6{,}194 \cdot \frac{M}{b(h-a)^2}$	$160\,\frac{M}{b(h-a)^2} = 25{,}831\,\sigma_b$
$\frac{b(h-a)}{150}$	$0{,}358\,(h-a)$	$6{,}344 \cdot \frac{M}{b(h-a)^2}$	$170\,\frac{M}{b(h-a)^2} = 26{,}797\,\sigma_b$
$\frac{b(h-a)}{160}$	$0{,}349\,(h-a)$	$6{,}485 \cdot \frac{M}{b(h-a)^2}$	$181\,\frac{M}{b(h-a)^2} = 27{,}911\,\sigma_b$
$\frac{b(h-a)}{170}$	$0{,}341\,(h-a)$	$6{,}617 \cdot \frac{M}{b(h-a)^2}$	$192\,\frac{M}{b(h-a)^2} = 29{,}016\,\sigma_b$
$\frac{b(h-a)}{180}$	$0{,}333\,(h-a)$	$6{,}756 \cdot \frac{M}{b(h-a)^2}$	$203\,\frac{M}{b(h-a)^2} = 30{,}049\,\sigma_b$
$\frac{b(h-a)}{190}$	$0{,}326\,(h-a)$	$6{,}883 \cdot \frac{M}{b(h-a)^2}$	$213\,\frac{M}{b(h-a)^2} = 30{,}946\,\sigma_b$
$\frac{b(h-a)}{200}$	$0{,}320\,(h-a)$	$7{,}000 \cdot \frac{M}{b(h-a)^2}$	$224\,\frac{M}{b(h-a)^2} = 32{,}000\,\sigma_b$

Werden bei gegebenem Angriffsmoment und angenommenen Beton- und Eisenspannungen die Querschnittsabmessungen gesucht, so findet sich aus Gleichung (6) zunächst $x = s(h-a)$, wenn $s = \frac{n \cdot \sigma_b}{\sigma_e + n \cdot \sigma_b}$ gesetzt wird. Dieser Wert in Gleichung (4) eingesetzt ergibt

$$h - a = \sqrt{\frac{2}{\left(1 - \frac{s}{3}\right)s \cdot \sigma_b}} \cdot \sqrt{\frac{M}{b}} = r\sqrt{\frac{M}{b}}. \tag{41}$$

Der Ausdruck für f_e findet sich aus Gleichung (5) zu

$$f = \frac{M}{\sigma_e \left(h - a - \frac{s(h-a)}{3}\right)},$$

oder wenn $h - a = r\sqrt{\frac{M}{b}}$ eingesetzt wird, zu

$$f_e = \frac{1}{r\left(1 - \frac{s}{3}\right)\sigma_e} \cdot \sqrt{M \cdot b} = t\sqrt{M \cdot b}. \tag{42}$$

Die hiernach für verschiedene Spannungen σ_e und σ_b sich ergebenden Werte von x, $h - a$ und f_e zeigt nachfolgende Zusammenstellung (s. S. 111).

Bei Plattenbalken lassen sich die Zusammenstellungen ebenfalls anwenden, wenn die Nullinie in die Unterkante der Platte fällt, oder wenn man eine solche Lage der Nullinie zur Bedingung macht.

B. Zentrischer Druck.

Ist F der Querschnitt der gedrückten Betonfläche und f_e der der gesamten gedrückten Eiseneinlage, so wird die zulässige Belastung

$$P = (F + n \cdot f_e) \cdot \sigma_b, \tag{43}$$

also

$$\sigma_b = \frac{P}{F + n \cdot f_e}, \tag{44}$$

$$\sigma_e = n \cdot \sigma_b = \frac{n P}{F + n \cdot f_e}. \tag{45}$$

C. Exzentrischer Druck.

Die Berechnung erfolgt wie bei homogenem Baustoff, wenn in den Ausdrücken für die Querschnittsfläche und das Trägheitsmoment der Querschnitt der Eiseneinlagen mit seinem $n$fachen Werte zum Betonquerschnitt hinzugerechnet wird. Auftretende Zugspannungen müssen durch die Eiseneinlagen aufgenommen werden können.

Für die Berechnung der Fugenpressungen in Eisenbetongewölben ist der letzte Absatz IIC: Exzentrischer Druck, sehr wichtig. Da hiernach die Berechnung wie bei homogenem Baustoff erfolgen darf, können die in 5 gegebenen Gleichungen zur Ermittelung der Beanspruchungen benutzt werden. Diese Gleichungen lauten in ihrer allgemeinen Form:

$$\sigma_{max} = \frac{P}{F} + \frac{M \cdot y_1}{J} \quad \text{und} \quad \sigma_{min} = \frac{P}{F} - \frac{M \cdot y_2}{J},$$

worin J das Trägheitsmoment in bezug auf die Schwerpunktsachse und y_1 bzw. y_2 die Abstände letzterer von der Ober- und Unterkante des Querschnitts bedeuten. Für die Ermittelung der Lage der Schwerpunktsachse sowie die Größe der Werte J und F ist der Eisenquerschnitt in n-(= 15)facher Größe einzuführen (vgl. das unten folgende Zahlenbeispiel). Aus diesen Gleichungen ist σ_{max}, d. h. die größte Druckspannung im Beton, (σ_b) sowie σ_{min}, d. h. die größte Zugspannung im Beton (σ_z) zu bestimmen. Letzere ist aber durch die Eiseneinlage aufzunehmen, daher ergibt sich die gesamte Eisenzugkraft aus der Gleichung:

$$Z = \cdot \tfrac{1}{2} b \cdot \sigma_z \cdot (h - x); \text{ worin } x = \frac{h \cdot \sigma_b}{\sigma_b + \sigma_z} \text{ ist,}$$

und die Zugspannung in den Eiseneinlagen:

$$\sigma_e = \frac{Z}{f_e}.$$

Tabelle V.

Werte in kg/qcm von σ_e	σ_b	Zugehörige Werte von $x = s(h-a)$	Zugehörige Werte von $h - a = r\sqrt{\frac{M}{b}}$	Zugehörige Werte von $f_e = t\sqrt{M \cdot b}$
1000	45	$0{,}403\,(h-a)$	$0{,}357\sqrt{\frac{M}{b}}$	$0{,}00324\sqrt{M \cdot b}$
1000	44	$0{,}398\,(h-a)$	$0{,}363\sqrt{\frac{M}{b}}$	$0{,}00317\sqrt{M \cdot b}$
1000	42	$0{,}387\,(h-a)$	$0{,}376\sqrt{\frac{M}{b}}$	$0{,}00306\sqrt{M \cdot b}$
1000	40	$0{,}375\,(h-a)$	$0{,}390\sqrt{\frac{M}{b}}$	$0{,}00293\sqrt{M \cdot b}$
1000	38	$0{,}363\,(h-a)$	$0{,}406\sqrt{\frac{M}{b}}$	$0{,}00280\sqrt{M \cdot b}$
1000	36	$0{,}351\,(h-a)$	$0{,}423\sqrt{\frac{M}{b}}$	$0{,}00267\sqrt{M \cdot b}$
1000	34	$0{,}338\,(h-a)$	$0{,}443\sqrt{\frac{M}{b}}$	$0{,}00254\sqrt{M \cdot b}$
1000	32	$0{,}325\,(h-a)$	$0{,}464\sqrt{\frac{M}{b}}$	$0{,}00242\sqrt{M \cdot b}$
1000	30	$0{,}310\,(h-a)$	$0{,}490\sqrt{\frac{M}{b}}$	$0{,}00228\sqrt{M \cdot b}$
1000	28	$0{,}296\,(h-a)$	$0{,}518\sqrt{\frac{M}{b}}$	$0{,}00214\sqrt{M \cdot b}$
1000	26	$0{,}280\,(h-a)$	$0{,}550\sqrt{\frac{M}{b}}$	$0{,}00200\sqrt{M \cdot b}$
1000	24	$0{,}265\,(h-a)$	$0{,}588\sqrt{\frac{M}{b}}$	$0{,}00187\sqrt{M \cdot b}$
1000	22	$0{,}248\,(h-a)$	$0{,}632\sqrt{\frac{M}{b}}$	$0{,}00173\sqrt{M \cdot b}$
1000	20	$0{,}230\,(h-a)$	$0{,}686\sqrt{\frac{M}{b}}$	$0{,}00159\sqrt{M \cdot b}$
900	40	$0{,}400\,(h-a)$	$0{,}380\sqrt{\frac{M}{b}}$	$0{,}00337\sqrt{M \cdot b}$
900	35	$0{,}368\,(h-a)$	$0{,}420\sqrt{\frac{M}{b}}$	$0{,}00302\sqrt{M \cdot b}$
900	30	$0{,}333\,(h-a)$	$0{,}475\sqrt{\frac{M}{b}}$	$0{,}00263\sqrt{M \cdot b}$
900	25	$0{,}294\,(h-a)$	$0{,}549\sqrt{\frac{M}{b}}$	$0{,}00224\sqrt{M \cdot b}$
900	20	$0{,}250\,(h-a)$	$0{,}660\sqrt{\frac{M}{b}}$	$0{,}00184\sqrt{M \cdot b}$
800	40	$0{,}429\,(h-a)$	$0{,}367\sqrt{\frac{M}{b}}$	$0{,}00397\sqrt{M \cdot b}$
800	35	$0{,}396\,(h-a)$	$0{,}408\sqrt{\frac{M}{b}}$	$0{,}00353\sqrt{M \cdot b}$
800	30	$0{,}360\,(h-a)$	$0{,}459\sqrt{\frac{M}{b}}$	$0{,}00309\sqrt{M \cdot b}$
800	25	$0{,}319\,(h-a)$	$0{,}530\sqrt{\frac{M}{b}}$	$0{,}00264\sqrt{M \cdot b}$
800	20	$0{,}273\,(h-a)$	$0{,}635\sqrt{\frac{M}{b}}$	$0{,}00217\sqrt{M \cdot b}$

Für den am häufigsten vorkommenden Fall, daß zwei gleichstarke Eiseneinlagen symmetrisch zur Gewölbeachse angeordnet werden, liegt die Schwerpunktsachse in der Mitte des Querschnitts und die obigen Gleichungen lauten:

$$\sigma_b = \frac{P}{F} + \frac{M \cdot h}{J \cdot 2} \text{ und } \sigma_z = \frac{P}{F} - \frac{M \cdot h}{J \cdot 2}.$$

Für die Querschnittsfläche F bzw. das Trägheitsmoment J ergeben sich nach C die Werte:

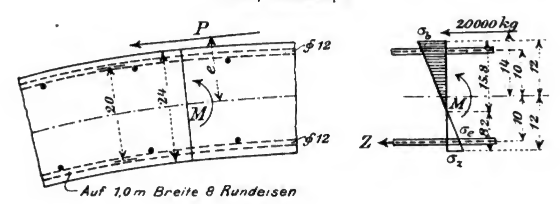
$$F = b \cdot h + 2n \cdot f_e \text{ und } J = \frac{b \cdot h^3}{12} + 2n \cdot f_e \cdot c^2,$$

wobei c die Entfernung der oberen bzw. unteren Eiseneinlage von der Gewölbeachse bedeutet.

Nach diesen Gleichungen sind bei einem Eisenbetongewölbe bei gegebener Lage der Stützlinie die Beanspruchungen im Beton und im Eisen leicht zu ermitteln, wie in nachstehendem Zahlenbeispiel gezeigt ist.

In einem Gewölbequerschnitt von 24 cm Stärke, der eine obere und eine untere Einlage von je 8 Rundeisen ⌀ 12 mm auf 1 m Tiefe, besitzt, liege die Resultierende der äußeren Kräfte um 2 cm außerhalb des Gewölbes und betrage 20000 kg (siehe Abb. 104). Es sollen die größten Beanspruchungen bestimmt werden.

Abb. 104. Zahlenbeispiel.



Nach dem Vorhergehenden ist:

$$h = 24 \text{ cm}, \; P = 20000 \text{ kg}, \; c = 10 \text{ cm und } e = 14 \text{ cm}.$$

$$F = 100 \cdot 24 + 2 \cdot 15 \cdot 9{,}05 = 2671{,}5 \text{ cm}^2.$$

$$J = \tfrac{1}{12} \cdot 100 \cdot 24^3 + 2 \cdot 15 \cdot 9{,}05 \cdot 10^2 = 142350 \text{ cm}^4.$$

$$M = 20000 \cdot 14 = 280000 \text{ kg/cm}.$$

$$\sigma_b = \frac{20000}{2671{,}5} + \frac{280000 \cdot 24}{142350 \cdot 2} \simeq 31 \text{ kg Druck}.$$

$$\sigma_z = \frac{20000}{2671{,}5} - \frac{280000 \cdot 24}{142350 \cdot 2} \simeq 16 \text{ kg Zug}.$$

Hieraus ergibt sich die Zugkraft der Eiseneinlage:

$$Z = \frac{1}{2} \cdot 100 \cdot 16 \cdot \left(24 - \frac{24 \cdot 31}{31 + 16}\right) = 6536 \text{ kg},$$

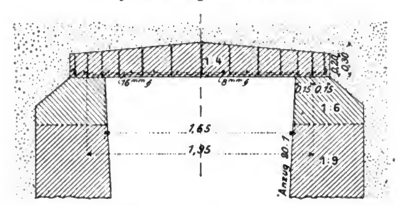
somit ist die Zugspannung im Eisen:

$$\sigma_e = \frac{6536}{9{,}05} = 722 \text{ kg/qcm}.$$

Zum Schlusse sei noch ein Zahlenbeispiel: die Berechnung der Plattenbrücke, gegeben.

Ein Plattendurchlaß einer (eingleisigen) Bahnstrecke besitze eine Lichtweite von 1,65 m bei einer Überschüttungshöhe von 1,00 m (Abb. 105). Die Plattenstärke betrage in der Mitte 30 cm, an den Auflagern 20 cm. Auf 1 m Tiefe werden 9 Rundeisen von 16 mm Durchmesser angeordnet. Es sollen die Beanspruchungen in der Platte bestimmt werden.

Abb. 105. Berechnung einer Plattenbrücke.



Die Stützweite der Platte ist nach IB 2 der Leitsätze zu 1,95 m anzunehmen.

Belastungen: Eigengewicht der Platte für das qm $\frac{0,30+0,20}{2} \cdot 2400 =$ 600 kg

Eigengewicht der Überschüttung für das qm $1,0 \cdot 1800 =$ 1800 kg
Verkehrslast für das qm nach der Tabelle auf S. 69 . 3600 kg
Vermehrung der Verkehrslast durch Stöße nach I D. 3. c. 3600 kg

Insgesamt 9600 kg/qm.

Größtes Biegungsmoment: $M = \frac{9600 \cdot 1,95 \cdot 1,95}{8} = 4563$ kg/m $= 456\,300$ kg/cm.

$$f_e = 9 \cdot 2,01 \cong 18,10 \text{ qcm}.$$

Abstand der Nullinie von der Plattenoberkante:

$$x = \frac{15 \cdot 18,10}{100}\left[\sqrt{1 + \frac{2 \cdot 100\,(30-3)}{15 \cdot 18,10}} - 1\right] = 9,69 \text{ cm}.$$

$$\sigma_b = \frac{2 \cdot 456\,300}{100 \cdot 9,69\,(30 - 3 - 3,23)} = 39,6 \text{ kg/qcm}.$$

$$\sigma_e = \frac{456\,300}{18,10\,(30 - 3 - 3,23)} = 1060 \text{ kg/qcm}.$$

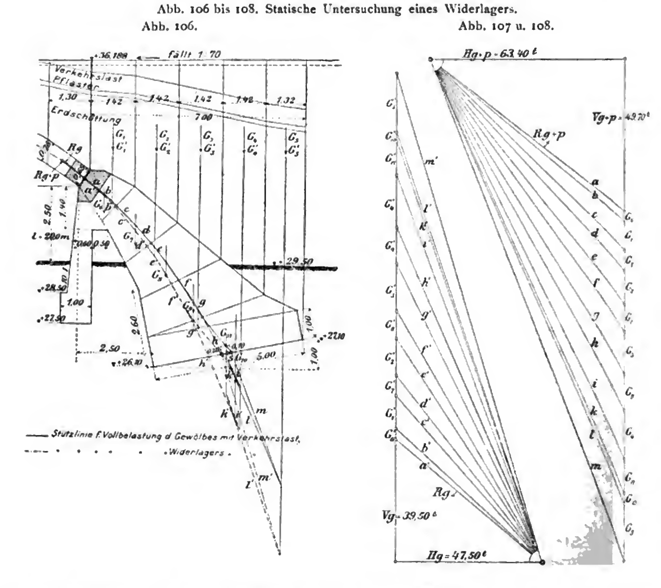
7. Die Stabilität der Widerlager. Auf die Widerlager werden von dem Gewölbe Kräfte übertragen, welche den in 2 und 3 besprochenen Kämpferdrücken gleich, dem Sinne nach ihnen aber entgegengesetzt sind. Die Widerlager müssen diese Kräfte sicher in das Erdreich führen, ohne nennenswerte Formänderungen zu erleiden, welche den Einsturz des Gewölbes herbeiführen könnten. Ein Sparen an den Widerlagern ist höchst verwerflich. Die vom Gewölbe auf das Widerlager ausgeübte Kraft setzt sich mit dessen Gewicht zusammen: man kann für die Widerlager ähnlich wie für das Gewölbe die Stützlinie konstruieren, indem man das Widerlager in Lamellen zerlegt, die Gewichte der einzelnen Lamellen mit dem Kämpferdruck der Reihe nach zu Mittelkräften zusammensetzt und die Schnittpunkte der Mittelkräfte mit den zugehörigen Lamellengrenzen aufsucht.

Die Stützlinie muß ganz in das Widerlager fallen, womöglich im innern Drittel desselben verlaufen. Es ist aber meistens unbedenklich, wenn sie aus dem innern Drittel herausfällt, falls nur die größte Beanspruchung σ_{max} nicht die zulässige Grenze über-

schreitet. Besonders ist hierauf an der Fundamentsohle zu achten, wo der zulässige Bodendruck in Frage kommt, der meistens ziemlich klein ist. Die Grenzen der Lamellen wähle man so, daß sie mit Fugen zusammenfallen; lotrechte Lamellengrenzen im Widerlager anzunehmen ist falsch. Die Untersuchung ist im allgemeinen für zwei Belastungszustände vorzunehmen; erstens für den Fall, daß das Gewölbe ganz mit Verkehrslast, das Widerlager dagegen nur durch Eigengewicht belastet ist, und zweitens für den Fall, daß sich die Verkehrslast nur auf dem Widerlager befindet. Bei diesen beiden Fällen genügt die Annahme einer durch die Mitten der Kämpfer und Scheitelfugen verlaufenden

Abb. 106 bis 108. Statische Untersuchung eines Widerlagers.

Abb. 106. Abb. 107 u. 108.



Gewölbestützlinie. Den auf das Widerlager wirkenden Erddruck läßt man in der Regel außer Betracht, soweit er einen günstigeren Verlauf der Stützlinie zur Folge haben würde. In den meisten Fällen ist es zulässig, den Erddruck bei der Untersuchung nicht zu berücksichtigen.

Eine nach vorstehenden Gesichtspunkten durchgeführte statische Untersuchung eines Widerlagers ist in den Abb. 106 bis 108 dargestellt. Die zweckmäßige Form und Stärke der Widerlager für gegebene Horizontalschübe kann erst nach einigen Versuchen endgültig festgesetzt werden. Um die Abmessungen des Widerlagers möglichst gering zu halten, wählt man seine Form derart, daß der Schwerpunkt S des Sohlenquerschnitts zwischen die Durchgangspunkte der beiden Stützlinien zu liegen kommt; dieses ist bei den Gewölben mit sog. verlorenen Widerlagern stets leicht möglich.

Besonders wichtig ist, daß die genügende Sicherheit gegen Gleiten in jeder Fuge vorhanden ist. Der Gewölbeschub erstrebt eine Verschiebung der oberen Widerlagerteile gegen die unteren. Soll kein Verschieben eintreten, so darf die Mittelkraft, welche auf eine Fuge wirkt, höchstens um den Reibungswinkel von der Normalen zur Fuge abweichen. Die Reibungswinkel liegen zwischen 31° bis 37° (Reibungskoeffizienten 0,60 bis 0,75), bei frischem Mauerwerk geht der Reibungswinkel bis auf 27° (Reibungskoeffizient 0,51) hinab. Falls der Winkel der Mittelkraft mit der Fugennormalen größer ist, als vorstehend angegeben, so hilft man sich dadurch, daß man die Fugen annähernd senkrecht zur Resultierenden legt. Man kommt so zu den sog. verlorenen Widerlagern (vgl. S. 88), die eigentlich nur eine Fortsetzung des Gewölbes bilden. Diese Konstruktion entspricht den wirkenden Kräften am meisten (Abb. 23, 45, 48, 54 u. 68). Auch die Unterfläche des Grundmauerwerkes ordnet man vielfach nahezu senkrecht zur Richtung der Resultierenden an dieser Stelle an.

8. Die Stabilität der Zwischenpfeiler. Auf die Zwischenpfeiler werden von beiden angrenzenden Gewölben Kämpferdrücke übertragen, welche sich zu einer Resultierenden und weiterhin mit dem Eigengewichte des Pfeilers zusammensetzen. Auch hier kann man die den Kräften entsprechende Stützlinie konstruieren, wobei man den Pfeiler durch wagerechte Ebenen in Lamellen zerlegt. Die Stützlinie muß ganz im Pfeiler, womöglich im inneren Drittel verlaufen; tritt sie aus diesem heraus, so dürfen die Kantendrücke σ_{max} die für das Material zulässigen Grenzen nicht überschreiten. Ergeben sich zu große Werte für σ_{max}, so ist eine größere Pfeilerstärke einzuführen oder die auftretenden Zugspannungen sind durch Eiseneinlagen unschädlich zu machen. Die Verstärkung des Pfeilers geschieht entweder schon vom Kopf des Pfeilers aus oder nur im untern Teile und zwar durch beiderseitigen Anlauf (1 : 20 bis 1 : 10). — Der Berechnung sind wiederum möglichst ungünstige Annahmen zugrunde zu legen. Wenn zwei verschieden weite Gewölbe den Pfeiler begrenzen, so belaste man das weiter gespannte mit voller Verkehrslast, das weniger weite und den Pfeiler selbst führe man ohne Verkehrslast ein. Es ist ausreichend, für beide Gewölbe Stützlinien anzunehmen, welche durch die Mitten der Kämpfer- und Scheitelfugen verlaufen.

Gruppenpfeiler (vgl. S. 92), auch Standpfeiler genannt, haben die Aufgabe, unter Umständen dem Gewölbeschube des an der einen Seite befindlichen Gewölbes zu widerstehen, ohne durch den günstig wirkenden Schub des Gewölbes an der andern Seite unterstützt zu werden. Sie werden demnach wie die Widerlager zu berechnen sein: wirklich sind sie ja in dem angenommenen Falle Widerlager. Selbstverständlich braucht man bei der Berechnung keine Verkehrslast auf dem stehen gebliebenen Gewölbe anzunehmen.

Bei hohen Pfeilern kann auch eine Untersuchung erforderlich werden, ob nicht mit Rücksicht auf größten Winddruck (250 kg/qm senkrecht getroffener Fläche) eine Verlängerung des Pfeilers in seinem unteren Teil erforderlich wird.

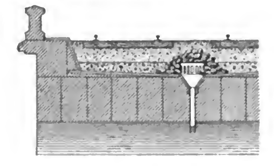
§ 14. Die konstruktive Ausbildung der einzelnen Bestandteile massiver Brücken.

a) Die Fahrbahn, Entwässerung und Abdeckung. Bei den massiven Brücken besteht zwischen der Brückenbahn und der eigentlichen Tragkonstruktion nicht eine so scharfe Trennung wie bei den eisernen Brücken. Die Fahrbahn wird in einfacher Weise dadurch hergestellt, daß man eine Erdschüttung, die sog. Überschüttung, auf das tragende Gewölbe aufbringt. Die wagerechte oder geneigte Oberfläche der Überschüttung wird bei Straßenbrücken durch Pflasterung oder Chaussierung befestigt. Bei Eisenbahnbrücken wird das Kiesbett wie auf freier Strecke über die Überschüttung der

Brücke durchgeführt. Die Überschüttungshöhe im Scheitel des Gewölbes soll bei Straßenbrücken mindestens 40 cm einschließlich Fahrbahnbefestigung, bei Eisenbahnbrücken einschließlich Kiesbett 70 cm betragen. Am seitlichen Herabgleiten wird die Überschüttung durch die Stirnmauern verhindert, welche letzteren gleichzeitig den seitlichen Abschluß der Fahrbahn tragen, nämlich die Gesimsplatten und das Geländer oder die Brüstung.

Die Breite der Fahrbahn beträgt bei eingleisigen Eisenbahnbrücken mindestens 4 m, bei längeren Brücken gibt man 1 m zu, für das Fahrpersonal. Bei Straßenbrücken richtet sich die Breite nach dem Verkehr. Fahrbahn und Fußwege erhalten bei Straßenbrücken ein Quergefälle von 1 : 25 bis 1 : 40. Verwendet man eiserne Geländer, so kann die Brückenbreite etwas geringer sein (40 bis 50 cm) als bei Anordnung der in der Regel 25 bis 40 cm starken Steinbrüstungen. Um an Breite zu sparen, kann man auch die Gesimsplatten etwas auskragen, was gleichzeitig in ästhetischer Hinsicht günstig ist (Abb. 109)[12]).

Abb. 109. Moselbrücke bei Conz. M. 1 : 115.



Die Stirnmauern erhalten gewöhnlich trapezförmigen Querschnitt mit vorderer lotrechter Begrenzung. Ihre Stärke nimmt mit der Höhe, folglich vom Scheitel nach den Kämpfern des Gewölbes hin zu. Die Stirnmauern haben dem seitlichen Erddruck der Überschüttung, bisweilen auch einem Gewölbeschub der Übermauerung zu widerstehen und sind hierfür zu untersuchen. Statt die Stirnwände als durchlaufende Stützmauern auszubilden, kann man sie auch in einzelne Strebepfeiler mit dazwischen gespannten lotrechten Gewölben (Abb. 67 bis 71) oder Eisenbetonplatten (Abb. 72 bis 79) auflösen. Die Platten erhielten bei letzterer Brücke Einlagen von 11 mm Stärke und 20 cm lotrechtem Abstand. Bestehen die Stirnwände aus durchlaufenden Stützmauern, dann soll ihre Stärke mindestens 50 cm betragen. Hinter den Gesimsplatten werden die Stirnmauern zur besseren Wasserableitung abgeschrägt. Die Abschrägung erhält zum Schutze gegen Eindringen des Wassers einen Zementüberzug oder eine Abdeckung mit einer Ziegelflachschicht in Zementmörtel. Die 2 bis 3 cm starke Zementschicht erhält oft noch einen doppelten Goudronanstrich oder eine Überdeckung von Asphaltfilzplatten oder von 2 bis 3 mm starken Bleiplatten, deren Ränder verlötet werden. Bleiplatten ergeben einen sicheren, aber teueren Schutz des Mauerwerks; sie sind besonders empfehlenswert bei Brücken für Kanäle (Abb. 61 bis 63); da man aber Blei nicht mit Zement in Berührung bringen soll, so muß noch eine trennende Schicht, etwa von Dachpappe, zwischen den Zement und die Bleiplatten gebracht werden. Dieselbe Abdeckung, wie sie für die Stirnmauern beschrieben wurde, erhält auch das tragende Gewölbe selbst, wodurch es gegen die Einflüsse des Wassers und die Einwirkungen der Fahrbahn geschützt wird.

Um das längs der Abdeckung zurückgehaltene Sickerwasser abzuleiten, ist das Gewölbe mit einer Entwässerung zu versehen. Die sachgemäße Isolierung und Entwässerung spielen für den Bestand einer massiven Brücke eine äußerst wichtige Rolle; eine Sparsamkeit in diesen beiden Punkten rächt sich erfahrungsgemäß stets durch die vermehrten späteren Unterhaltungskosten des Bauwerks. Das Gewölbe kann durch den Scheitel, die Kämpfer (Abb. 56), die Stirnmauern, die Mittelpfeiler (Abb. 81) oder über

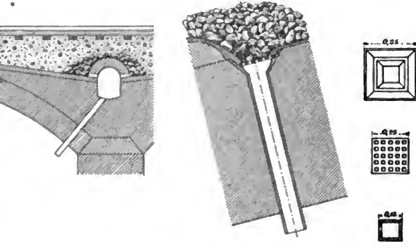
[12]) Die Abb. 109 bis 112 u. 120 bis 124 sind dem »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, 4. Aufl., Bd. II, Kap. II: »Steinerne Brücken«, bearbeitet von Prof. FOERSTER, entnommen.

die Kämpfer hinaus hinter die Widerlager entwässert werden (Abb. 54). Sämtliche Flächen müssen nach den Punkten, nach welchen das Wasser abgeführt werden soll, angemessenes Gefälle erhalten, das Quergefälle 1 : 15 bis 1 : 30, das Längsgefälle möglichst groß. In den tiefsten Punkten selbst ist je ein Abfallrohr (Abb. 110) anzubringen. Die Abfallrohre sind gewöhnlich aus Gußeisen (Durchmesser 10 bis 15 cm), bei Entwässerung durch die Pfeiler auch aus Ton (Durchmesser 25 bis 35 cm). Die Rohre besitzen oben einen tellerförmigen Rand mit siebartigem Aufsatz, der mit Steinpackung zu umgeben ist (Abb. 110 u. 112). Die Abdichtung zwischen dem Entwässerungsrohr und der Zement- oder Asphaltabdeckung des Gewölbes ist besonders sorgfältig auszuführen, damit bei Wärmeschwankungen keine Risse auftreten. Gußeiserne, im Scheitel des Gewölbes angebrachte Rohre stellt man unten weiter her als oben, damit etwaige Eiszapfen

Abb. 110. Entwässerungsrohr für Entwässerung durch den Scheitel.

Abb. 111. Ruhrbrücke.

Abb. 112. Entwässerungsrohr mit Rost.



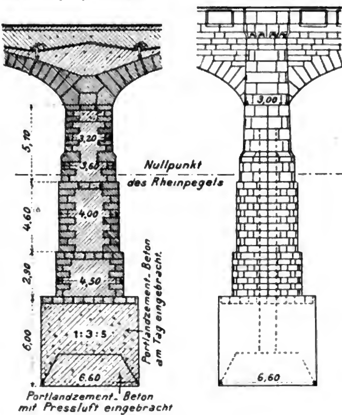
beim Auftauen von selbst herausfallen. — Entwässerung über die Widerlager mit Hinzunahme von Kiesschüttung, Steinpackung und Sickerkanälen ist für kurze Eisenbahnbrücken besonders zu empfehlen; die Entwässerung durch den Scheitel des Gewölbes ist gut, bedingt aber teuere Übermauerung der Gewölbe, um das erforderliche Gefälle zu erhalten; billiger ist die Entwässerung durch die Gewölbeschenkel. Entwässerung durch den Mittelpfeiler hat den Nachteil, daß die Rohre schwer zugänglich sind; damit hier das Rohr frostfrei liege, muß der Pfeiler wenigstens 1,25 m stark sein. Man legt die Rohre zweckmäßig in die ohnehin starken Gruppenpfeiler. Entwässerung nach den Stirnen beschmutzt leicht das Stirnmauerwerk der Brücke. Auch das bei Straßenbrücken von der Fahrbahn abzuführende Regenwasser kann durch die Stirnmauern, die Pfeiler oder bei kurzen Brücken mittels des Längsgefälles nach deren Enden abgeleitet werden.

Wird beim Gewölbe das Sickerwasser nach den Kämpfern bzw. Pfeilern abgeführt, so bringt man, um dem Wasser ein angemessenes Gefälle zu geben, die sog. Übermauerung auf den tragenden Bogen auf (Abb. 43, 49 u. 54). Diese hat gleichzeitig den Zweck, die Fahrbahn zu unterstützen, bisweilen hat sie auch eine statische Aufgabe zu erfüllen, indem sie eine günstige Lage der Stützlinie bei bestimmten Belastungen ermöglicht. Die Übermauerung kann aus Material von geringerer Güte hergestellt werden, als das zum Gewölbe selbst verwendete aufweist. Eine zweckmäßige Neigung der Übermauerung erhält man graphisch dadurch, daß man den Kämpfer mit der Mitte der Pfeilhöhe verbindet und zu dieser Geraden die parallele Tangente an das Gewölbe zieht.

Zur Erzielung geringeren Eigengewichts und folglich kleinerer Wölbstärken und Baukosten ordnet man oft, insbesondere bei größeren Brücken, Hohlräume in der Über-

mauerung an (Abb. 67 bis 71 und 81 bis 84). Diese Aussparungen werden gebildet durch Errichtung von Zungenmauern in der Längs- oder Querrichtung der Brücke, welche durch Gewölbe oder Platten überdeckt werden. Die Hohlräume heißen Spandrillen und die Gewölbe Spandrillgewölbe. Bei Brücken mit mehreren Öffnungen setzen sich die Spandrillen oft auch über die Zwischenpfeiler fort (Abb. 81 bis 84). Bei Verwendung von Quergewölben sind diese entweder von außen sichtbar (Abb. 20 u. 22, Querschnitt am Widerlager), oder sie werden durch die Stirnmauern (Abb. 67) verdeckt. Sind die Gewölbe in ersterem Falle kreisförmig oder oval, so nennt man die Öffnungen Brückenaugen (Abb. 57). Die Spandrillgewölbe werden durch Einsteigschächte von der Fahrbahn aus zugänglich gemacht (Abb. 81). Bei Anordnung von Längsspandrillen müssen die Stirnmauern den Schub der äußersten Spandrillgewölbe aufnehmen. Die Stärke der Spandrillgewölbe beträgt bei Straßenbrücken gewöhnlich 0,25 m, bei Eisenbahnbrücken 0,30 bis 0,38 m, ihre Spannweite beträgt 0,9 bis 1,4 m. — Die Gewölbeweite, von welcher an die Spandrillgewölbe wirtschaftlich vorteilhaft sind, liegt nach Housselle bei etwa 12 bis 13 m. In neuerer Zeit ersetzt man häufig und zwar vorzugsweise bei den Eisenbetonbrücken die Spandrillgewölbe durch Eisenbetonplatten, welche sich vermittels dünner Zungenwände oder einzelner Säulen auf das Gewölbe abstützen.

Abb. 113 u. 114.
Strompfeiler der neuen Rheinbrücke bei Basel. M. 1 : 300.
Abb. 113. Querschnitt. Abb. 114. Ansicht.



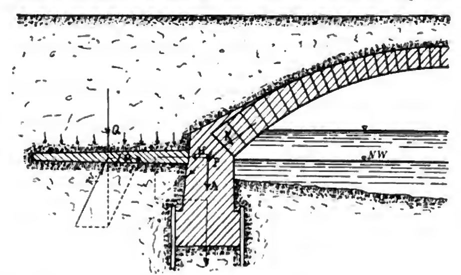
b) Zwischenpfeiler und Widerlager. Die Zwischenpfeiler der Strombrücken müssen nicht nur die Last der Gewölbe tragen, sondern auch den Stößen schwimmender Körper, des abgehenden Eises usw., widerstehen. Für die ersten Entwurfsarbeiten kann man die Stärke d der Pfeiler in Kämpferhöhe zu $\frac{1}{4}$ bis $\frac{1}{6}$ der Lichtweite der Gewölbe annehmen. Die statische Untersuchung lehrt dann, ob eine Vergrößerung erforderlich, oder eine Verringerung zulässig ist. Die Verstärkung des Pfeilers nach unten erfolgt durch beiderseitigen Anlauf von $\frac{1}{10}$ bis $\frac{1}{50}$ (Abb. 57, 72, 113 u. 114) oder durch Absätze (Abb. 113 u. 114). Der Anlauf wird auch wohl im untern Teile stärker gewählt als im obern. Die Pfeiler der Strombrücken werden massiv hergestellt, während die der Talbrücken auch in aufgelöstem Mauerwerk ausgeführt werden können. Betreffs der Pfeilerzahl ist bei Strombrücken auf Hochwasser, Eisgang und Stromstrich Rücksicht zu nehmen. Man vermeidet es, einen Pfeiler in den Stromstrich zu stellen.

Die Strompfeiler sind mit Vorköpfen zu versehen zum Schutz gegen Angriff des Wassers, Eises und andrer schwimmender Körper. Die Grundform des Strompfeilers ist das Rechteck bzw. Parallelogramm (bei schiefer Brücke). Die Vorköpfe können im Grundriß halbkreisförmig oder dreieckig gestaltet werden; in letzterem Falle werden die Kanten etwas abgerundet. Bisweilen werden sie auch durch Spitzbogen oder Ellipsen

begrenzt. Eine günstige Form ist vorn das gleichseitige Dreieck mit abgerundeten Ecken und hinten der Halbkreis; der Pfeilerkopf, welcher stromaufwärts gerichtet ist, heißt Vorkopf, der stromabwärts liegende ist der Hinterkopf. Letzterer wird gewöhnlich im Grundriß halbkreisförmig gestaltet. Die Strompfeiler werden auf Beton zwischen Spundwänden, auf Pfahlrost, Beton auf Pfählen (Pfahlbürste genannt), Senkbrunnen, Caissons usw. gegründet und durch Steinschüttung gegen Unterspülung geschützt. Die Steinschüttung soll hauptsächlich stromaufwärts vorgenommen werden und sich allmählich an das untere Pfeilerende anschließen (nach Versuchen von ENGELS).

Die Widerlager oder Endpfeiler vermitteln die Verbindung des Gewölbes mit dem Baugrund. Sie treten entweder als selbständige Konstruktionen auf, oder sie bilden die direkte Fortsetzung des Gewölbes bis zum Baugrund (sog. verlorene Widerlager) (Abb. 54). Unter gewöhnlichen Verhältnissen ergibt sich bei der letzteren Anordnung ein Minimum von Materialaufwand. Das tragende Gewölbe kann entweder mit seiner ganzen Fläche auf den Widerlagern aufruhen (Abb. 56), oder mittels einer Gelenkkonstruktion in diese übergeführt werden (Abb. 23).

Abb. 115. Gewölbewiderlager. System MÖLLER-Braunschweig.



Die Widerlager werden in der Regel massiv hergestellt, sie können jedoch auch innere Hohlräume oder Gänge senkrecht zu dem Hauptgewölbe erhalten. Das Widerlager ist hierdurch in eine Anzahl Strebepfeiler aufgelöst. Die Sohle dieser Pfeiler wird dann der bessern Lastverteilung wegen wieder durch umgekehrte Gewölbe (Erdbogen) verbunden. Die Widerlager sollen die auf sie übertragenen Kräfte in den Baugrund überleiten, derart, daß dessen Pressung das zulässige Maß nicht überschreitet und kein Gleiten längs der Fundamentsohle eintritt. Sie sind daher so stark zu bemessen, daß sie gegen Umkippen und seitliches Ausweichen standsicher sind (vgl. § 13, S. 113). Letzteres macht oft geneigte Lagerfugen erforderlich (Abb. 19 u. 54), die dann zweckmäßig senkrecht zur Druckrichtung angeordnet werden.

Oft bringt man bei Anwendung verlorener Widerlager, um der Durchfahrt einen seitlichen Abschluß zu geben, schwache Blend- oder Scheinmauern an (s. Abb. 23 u. 54). Die Widerlager werden neuerdings vielfach aus Beton hergestellt.

Eine neue Anordnung der Widerlager ist, um eine Material- und Kostenersparnis zu erzielen, von Prof. MÖLLER vorgeschlagen (Abb. 115)[13]. Um den Schub aufzuheben, wird hiernach das Widerlager mit einer dünnen, wagerechten Platte versehen, welche

[13] Die Abb. 115 ist der Zeitschrift: »Beton und Eisen« 1904, S. 73, entnommen.

durch die Belastung der darüberliegenden Erde einen großen Reibungswiderstand bietet. Der übrige Teil des Widerlagers braucht somit nur die lotrechten Kräfte zu übertragen, er kann daher ebenfalls geringere Abmessungen erhalten. — Angaben über Stärke der Widerlager können nur unter Vorbehalt gemacht werden, da die Verhältnisse bei den Bauwerken sehr verschieden sind. Als ersten Anhalt kann man etwa die Stärke des Widerlagers zu $\frac{1}{3}$ bis $\frac{1}{4}$ der Weite des anschließenden Gewölbes wählen.

c) **Die Flügel.** Wie über dem tragenden Gewölbe die Überschüttung durch die Stirnmauern seitlich begrenzt wird, so geschieht dies über den Widerlagern durch die Flügelmauern oder kurz die Flügel. Diese haben außerdem den Zweck, den Verkehrsweg oder Wasserlauf in die Brückenöffnung einzuführen. Man unterscheidet Parallel- oder Stirnflügel und Winkelflügel. Die Parallelflügel laufen parallel zur Längsachse der Brücke (s. Abb. 13, 19, 52, 57, 72 u. 117); der Anschluß des Dammes an den Parallelflügel erfolgt mittels des Böschungskegels. Die Länge des Flügels in der Ansicht ist wenigstens so groß, wie die Breite des Böschungskegels, da der Flügel den Damm seitlich begrenzen soll; die Länge der Flügel wird also bei gleichem Höhenunterschied h zwischen Dammkrone und Gelände um so größer, je flacher die Böschung ist. Bei einundeinhalbfacher Böschung wird sie z. B. 1,5 h. Man ordnet deshalb, um kurze Flügel zu erhalten, bei den Bauwerken wohl steile, künstlich befestigte abgepflasterte Böschungskegel (1 : 1 und steiler) an (s. Abb. 80). Man führt zweckmäßig die Flügel um 0,25 m bis 0,5 m weit über die Spitze des Böschungskegels hinaus, damit bei etwaigen Senkungen nicht die Enden zum Vorschein kommen.

Die Parallelflügel sind mit Rücksicht auf den Erddruck zu konstruieren; sie erhalten rechteckigen oder trapezförmigen, oben nach hinten zu abgeschrägten Querschnitt; die Vorderfläche wird gewöhnlich lotrecht gemacht. Die größte Stärke müssen sie haben, wo ihre freie Höhe am größten ist, d. h. beim Anschluß an die Widerlager; von da bis zu den Enden wirkt dem Erddruck des Dammes derjenige des Böschungskegels entgegen. Wenn man auf denselben auch nicht voll zu rechnen pflegt, so kann man doch die Stärke nach den Enden zu abnehmen lassen, aber nicht auf weniger als 0,6 m bis 0,9 m. Die besonders gefährdete Anschlußstelle des Flügels an das Widerlager wird in den einspringenden Ecken verstärkt.

Die Winkelflügel bilden im Grundriß einen Winkel mit der Querachse der Brücke, dessen Tangente vielfach 1 : 3 bis 1 : 4 gewählt wird; doch können sie auch ganz parallel zur Querachse der Brücke angeordnet werden. — Winkelflügel zeigen die Abb. 39, 42, 44, 50 u. 67. In Abb. 51 sind die Flügel in Grundriß und Daraufsicht, in Abb. 50 in Vorderansicht dargestellt. Die Winkelflügel liegen quer vor der Böschung und schützen das Erdreich der Böschung vor dem Abgleiten. Ihre Länge ist ebenfalls von dem Höhenunterschied zwischen Dammkrone und Gelände und außerdem von der Böschungsneigung abhängig. Sie sind Futtermauern und werden zweckmäßig in der Vorderfläche mit Anlauf 1 : 5 bis 1 : 12, in der Hinterfläche lotrecht ausgeführt.

Oben werden die Winkelflügel abgedeckt durch Platten oder Werksteine, sogenannte Böschungsstücke (Abb. 44). Die Deckplatten sind 15 bis 30 cm stark, 50 bis 75 cm breit; den Übergang von der Breite der Platten zu derjenigen des Flügels bewirkt eine abgeschrägte Fläche (vgl. Abb. 51 im Grundriß); in Norddeutschland deckt man auch wohl die Flügel durch eine Rollschicht von Ziegeln ab. Die Winkelflügel erhalten ebenfalls ihre größte Stärke an der Anschlußstelle an die Widerlager, weil dort ihre Höhe am größten ist; von da bis zum Ende nimmt die Stärke ab, aber nicht unter 0,60 m bis 0,80 m. Die Anschlußstelle an die Widerlager wird durch Ausmauern der einspringenden Winkel verstärkt.

Die geneigte Vorderfläche der Flügel wird zweckmäßig so angeordnet, daß die Schnittlinie des Flügels mit der Stirnfläche der Brücke die Kämpfer des Gewölbes sichtbar läßt; aus diesem Grunde rückt man den Flügel entsprechend weit von der Mittellinie der Brücke zurück, wie Abb. 44 zeigt. Weniger schön ist die Anordnung der Abb. 50, wo die erwähnte Schnittlinie mit der Vorderkante des Widerlagers unten zusammenläuft.

Der Fugenschnitt des Flügels soll so sein, daß an den Schichtensteinen keine zu spitzen Flächenwinkel entstehen. Die Lagerfugen werden wagerecht, die Stoßfugen senkrecht zur Flügelbasis angeordnet. Um den Abdeckplatten Halt zu geben, fügt man zweckmäßig von Zeit zu Zeit oder auch nach jeder Platte ein Böschungsstück ein (Abb. 44). Die Winkelflügel werden oft, damit man sie nicht bis zum Fuß der Böschung herabführen muß, vorher geknickt ausgeführt, d. h. sie endigen in kleinen Parallelflügeln (nicht empfehlenswert).

§ 15. Die schiefen Brücken. Beträgt der Schnittwinkel der beiden sich kreuzenden Verkehrswege weniger als 90°, so ist eine schiefe Brücke erforderlich. Der Schiefenwinkel oder die Schräge ist der Winkel, welchen die Achse der Wölbung mit der Senkrechten zur Gewölbestirne bildet. Die senkrechte Spannweite der Wölbung (d. h. der senkrechte Abstand der Widerlager) ist kleiner als die Spannweite in der »Schräge«, dagegen ist die Spannweite in der Schräge gleich derjenigen des entsprechenden symmetrischen Gewölbes. Der Schnittwinkel der beiden Verkehrslinien wird nicht kleiner als 30° angenommen, andernfalls werden die Verkehrslinien verlegt, so daß der Schnittwinkel sich vergrößert.

Man unterscheidet schiefe Brücken mit geraden, schiefen und gemischten (teils geraden, teils schiefen) Gewölben. Die Herstellung der schiefen Brücken aus Ziegeln und besonders aus Quadern ist schwierig und umständlich, dagegen sind schiefe Gewölbe aus Beton bzw. Eisenbeton einfach herzustellen, weshalb für schiefe Brücken jetzt fast nur noch Beton als Baumaterial in Frage kommt. In den Abb. 116 bis 119[14]) ist eine schiefe Brücke aus Beton in Ansicht, Grundriß und Längsschnitt vorgeführt; die Flügel sind Parallelflügel. — Da der Steinschnitt schiefer Brücken schwierig und teuer ist, sucht man soweit als möglich die Gewölbe als gerade Gewölbe auszuführen. Beträgt der Schiefenwinkel weniger als 10°, so führt man das Gewölbe als gerades aus und arbeitet nur die Stirnen parallel zu der betreffenden Verkehrslinie schräg ab. Ist der Schiefenwinkel größer (10 bis 20°), so ist es zweckmäßiger, anstatt die Stirnen schräg abzuarbeiten, den Steinen, welche den Stirnen zunächst liegen, einen Knick zu geben, derart, daß der vordere Teil senkrecht zu den Stirnmauern steht, der hintere Teil parallel zur Brückenachse verläuft (Abb. 120). Eine Erweiterung dieser Ausführungsart zeigen die Abb. 121 u. 122. Hier ist der mittlere Teil des Gewölbes als gerades behandelt und nur die Stirnstücke sind als schiefe Gewölbe ausgeführt.

Die Unzuträglichkeiten schiefer Brücken kann man auch dadurch umgehen, daß man die Spannweite der Brücke vergrößert und das Gewölbe als gerades ausführt. Wo die Vergrößerung der Spannweite nicht zweckmäßig erscheint, kann man das Gewölbe auch aus einzelnen gegeneinander versetzten Gurtbogen herstellen (Abb. 123 u. 124). Jeder der hier ausgeführten fünf Gurtbogen hat 0,84 m Breite, 1,03 m Stärke und ist aus Ziegeln hergestellt. Verbindung der Gurtbogen durch drei eiserne Anker mit Ankerplatten.

---

[14]) Die Abb. 116 bis 119 sind dem »Zentralbl. d. Bauverw.« 1895, S. 399, entnommen.

Wird ein schiefes Gewölbe aus Hausteinen oder Ziegeln ausgeführt, so ist diejenige Form theoretisch die richtigste, bei der die Lagerfugen in allen zur Stirnfläche parallelen

Abb. 116 bis 119. Schiefe Betonbrücke. M. 1 : 250.

Abb. 116. Schnitt durch die Mitte. Abb. 117. Ansicht.

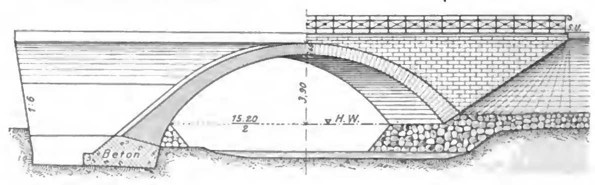


Abb. 118. Grundriß in Höhe von H. W. Abb. 119. Oberaufsicht.

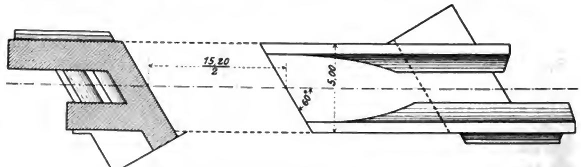
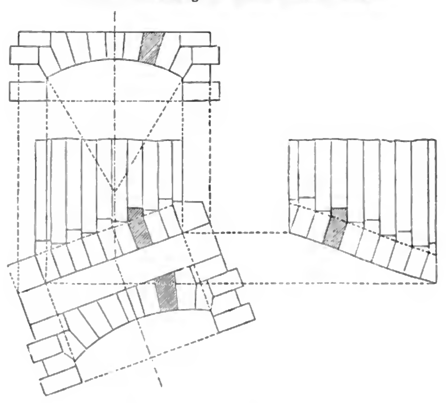


Abb. 120. Herstellung der Stirnen schiefer Brücken.



Schnitten senkrecht zur innern Leibung stehen. Sie bilden dann in der Leibung krumme Linien (ähnlich den Schraubenlinien). Der einfachen Ausführung wegen geht man von der obigen Form ab und wählt den Steinschnitt derart, daß die Lagerfugen in der Ab-

wickelung der Leibung parallele Geraden sind. Auf diese Weise können alle Wölbsteine die gleiche Stärke erhalten. Hierbei ist es zweckmäßig, das Gewölbe möglichst flach zu halten.

Abb. 121 u. 122. Ausführung der Stirnstücke als schiefe Gewölbe.

Abb. 121. Ansicht.

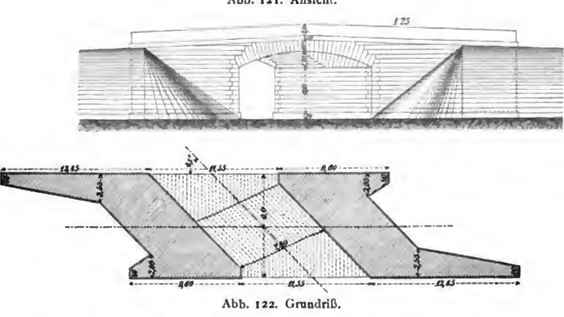


Abb. 122. Grundriß.

Abb. 123 u. 124. Brücke über die Volme bei Lutterhaus.

Abb. 123. Längsschnitt.

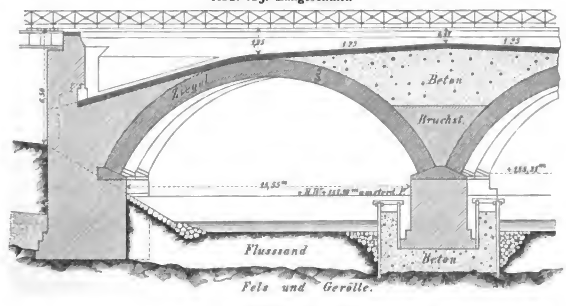


Abb. 124. Grundriß.

§ 16. Lehr- und Transportgerüste.

1. Lehrgerüste. Das Material ist fast stets Holz, nur ausnahmsweise werden größere Teile des Lehrgerüstes aus Eisen hergestellt. — An das Lehrgerüst muß man folgende Anforderungen stellen: Es soll die Last des Gewölbes aufnehmen, bis dasselbe imstande ist, sich selbst zu tragen; es soll eine Lehre bilden für die Gewölbeform, muß deshalb auch unter der Last seine Form möglichst unverändert beibehalten; es muß endlich leicht entfernt werden können, nachdem es seine Aufgabe erfüllt hat. Hauptbestandteile sind:

a) Die Lehrbogen, Binder, b) die Schalung,
c) die Querverbindungen, d) die Ausrüstungsvorrichtung.

a) Die Lehrbogen oder Binder. Nach der Art der Unterstützung unterscheidet man feste Lehrbogen und gesprengte oder freitragende Lehrbogen. — Die festen Lehrbogen werden nicht nur an den Widerlagern, sondern auch zwischen diesen unterstützt, während die freitragenden Lehrbogen Stützpunkte nur an den Widerlagern erhalten. Die mittleren Stützpunkte der ersteren sind meistens Pfähle, eingerammte oder auf Querschwellen gestellte, aber auch wohl kleine gemauerte Pfeiler bzw. Schwellenstapel; die Endauflager bei beiden Arten von Lehrbogen sind ebenfalls häufig Pfähle, eingerammte oder auf Mauervorsprünge oder Querhölzer (Abb. 125 u. 126)[15] gestellte; vielfach bildet aber das Mauerwerk der Pfeiler und Widerlager das Endauflager mittels ausgekragter Quadern oder eingemauerter Träger, die nachher abgearbeitet werden (Abb. 129). Man läßt jedoch zuweilen den auskragenden Teil bestehen, um später bei etwaigen Ausbesserungen und Prüfungen die Gerüste wieder leicht aufstellen zu können. — Abb. 126 stellt den festen Lehrbogen einer Wegunterführung von 12 m Weite mit Mittelstütze dar, auf welche die Last des Gewölbes in klarer Weise übertragen wird; auf ähnliche Art kann man bei einem Halbkreisgewölbe nach Abb. 127 verfahren. Feste Lehrbogen zeigt auch die in Abb. 68 vorgeführte Murgbrücke bei Huzenbach und die Neckarbrücke bei Gemmrigheim (Abb. 80 bis 84).

Abb. 125 u. 126. Lehrgerüst einer Wegunterführung der rheinischen Bahn. M. 1 : 150.
Abb. 125. Längsschnitt. Abb. 126. Ansicht.

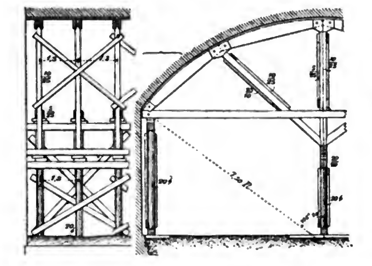
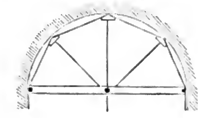


Abb. 127. Fester Lehrbogen mit Mittelstütze.



Freitragende Lehrgerüste werden erforderlich, wenn die zu überwölbende Öffnung während des Einwölbens frei bleiben muß, oder wenn es sich um Gewölbe auf sehr hohen Pfeilern handelt; in letzterem Falle wäre die Unterstützung der Lehrbogen vom Gelände aus sehr kostspielig. Man stellt dann die Lehrbogen mittels Hänge- oder Sprengwerken her; dabei verwendet man hauptsächlich Dreiecksprengwerke (mit einem

[15]) Die Abb. 125 bis 131 u. 135 bis 140 sind dem »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, 3. Aufl., Bd. II, Kap. III: »Ausführung und Unterhaltung der steinernen Brücken«, bearb. von Geh. Hofrat Prof. G. Mehrtens, entnommen.

Lastpunkt) und Trapezsprengwerke (mit zwei Lastpunkten) bzw. entsprechende Hängewerke. Durch Verbindung dieser beiden Grundkonstruktionen kann man Lehrbogen herstellen mit verschiedener Zahl von Lastpunkten. Bei dem Beispiel der Abb. 128 u. 129 (Marnheimer Talbrücke), 7 m Weite, ist als Hauptkonstruktion ein Dreiecksprengwerk verwendet, dessen Lastpunkt unter dem Scheitel liegt. Jederseits vom Scheitel ist ein weiterer Lastpunkt durch ein weiteres Dreieckhängewerk unterstützt, welches die Last des Punktes nach dem Scheitel und dem Endauflager leitet. Die wagerechten Seitenkräfte dieser Strebenkräfte heben sich im Scheitel auf (wenn nach Vorschrift von beiden Seiten aus gleichmäßig mit dem Wölben vorgegangen wird), die lotrechten Seitenkräfte derselben werden durch das Hauptsprengwerk nach den Auflagern an den Kämpfern geleitet. Die wagerechten Seitenkräfte in diesen werden durch Doppelzangen unschädlich gemacht.

Abb. 128 u. 129. Lehrgerüst mit Spreng- und Hängewerken. M 1 : 150.
Abb. 128. Längsschnitt. Abb. 129. Ansicht.

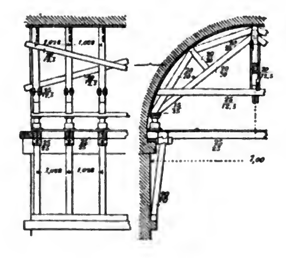


Abb. 130 u. 131. Lehrgerüst mit Sprengwerken. M. 1 : 150.
Abb. 130. Längsschnitt. Abb. 131. Ansicht.

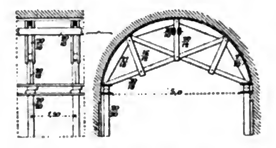
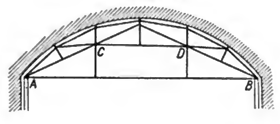


Abb. 132. Lehrgerüst mit Trapez- und Dreiecksprengwerken.



Das in den Abb. 130 u. 131 dargestellte, 5 m weite Lehrgerüst hat ebenfalls Sprengwerke: die Lasten der beiden seitlichen Lastpunkte werden je durch ein Dreiecksprengwerk nach den Auflagern übergeführt, die Last im Scheitel wird durch eine lotrechte Doppelzange nach dem Kreuzungspunkt der nach den Auflagern führenden Streben geleitet und durch diese nach den Auflagern. Diese Konstruktion empfiehlt sich nur für kleine Weiten.

Für größere Weiten kann die Anordnung wie folgt getroffen werden: Man ermittelt die Anzahl der Lastpunkte — es seien im ganzen fünf — und ordnet ein Haupttrapezsprengwerk $AC \cdot DB$ (Abb. 132) an und drei weitere Dreiecksprengwerke für die zwischen den Punkten A, C, D, B liegenden Lastpunkte. Man kann auch nach Abb. 133 das Haupthängewerk als Dreieck, die Nebensprengwerke als Trapeze herstellen. Diese Lehrgerüste können bis zu Weiten von 15 m bis 20 m verwendet werden. Wenn bei größeren Weiten mehr als fünf Stützpunkte nötig werden, so kann man in ähnlicher Weise verschiedene Hänge- und Sprengwerke kombinieren.

Abb. 134 zeigt das Lehrgerüst von der Schmittentobel-Brücke der neuen Albulabahn, welches in leicht verständlicher Weise aus Trapez- und Dreieckhängewerken zusammengesetzt ist.

Die Entfernung der Lehrbogen voneinander beträgt 1 bis 2 m, der äußerste Lehrbogen wird zweckmäßig etwas von der Stirnwand zurückgerückt (siehe Abb. 125),

damit keine zu verschiedene Belastung der einzelnen Binder entsteht und somit ein ungleiches Setzen des Lehrgerüstes möglichst verhindert wird. Bei schiefen Brücken stehen die Binder parallel den Stirnen, so daß der Kranz nach einer Ellipse oder ähnlich geformt werden muß. Bei senkrechter Stellung der Binder würde deren Belastung während des Baues zu ungleich und ungünstig sein. — Die obere Begrenzung der Lehrbogen heißt der Kranz. Die Kranzhölzer bestehen in der Regel aus hochkant gestellten Bohlen. Die Stöße der Kranzhölzer werden entweder versetzt, oder sie liegen an derselben Stelle (Abb. 81 u. 126). Die Kranzhölzer werden als Balken auf zwei Stützen berechnet. Ihre Stärke beträgt gewöhnlich 8—12 cm; ihre Höhe richtet sich nach

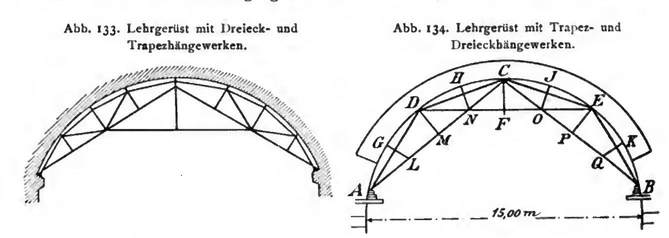


Abb. 133. Lehrgerüst mit Dreieck- und Trapezhängewerken.

Abb. 134. Lehrgerüst mit Trapez- und Dreieckhängewerken.

der Entfernung der Stützen, da ihre obere Begrenzung der Gewölbeleibung parallel laufen muß.

b) Die Schalung hat die Last des Gewölbes auf die Lehrbogen zu übertragen; sie liegt auf den Kranzhölzern. Bei Gewölben aus Ziegeln und kleinen Bruchsteinen besteht sie aus 4 bis 6 cm starken, 10 bis 15 cm breiten Bohlen oder aus Latten. Die Bohlen dürfen bei Betongewölben nicht über 1 m frei liegen, damit beim Einstampfen keine schädlichen Durchbiegungen eintreten. Werksteingewölbe werden mit Schalhölzern hergestellt, welche unter den Mitten der Wölbsteine liegen und schmäler sind als diese. Die Berechnung erfolgt unter Annahme einer zulässigen Inanspruchnahme des Holzes auf 60 kg/qcm, wobei die Schalhölzer als auf die Länge des Abstandes der Lehrbogen freitragend eingeführt werden.

c) Die Querverbindungen. Die einzelnen Binder werden durch Querverbände zu einer im Raum standsichern Konstruktion vereinigt. Die Querverbindungen werden aus Zangen, Schwertern und bisweilen auch aus Schalbrettern gebildet. Da das Lehrgerüst durch Stampfen, durch Aufbringen von Baumaterialien u. dgl. unvermeidlichen Erschütterungen ausgesetzt ist, muß auf einen kräftigen Querverband großer Wert gelegt werden.

d) Die Ausrüstungsvorrichtung. Wenn das Gewölbe fertig gestellt und genügend erhärtet ist, kann das Lehrgerüst entfernt werden. Das Entfernen geschieht durch Senken desselben, wobei mit großer Sorgfalt verfahren werden muß, damit plötzliche Erschütterungen des Gewölbes vermieden werden. Zwischen den zu senkenden Teil und den unteren feststehenden Teil des Lehrgerüstes kommt die Ausrüstungsvorrichtung. Als solche kommen hauptsächlich in Betracht: Keile, Schraubensätze oder Setzschrauben und Sandtöpfe.

Die Keile bestehen aus Hartholz (Abb. 135) und können bei geschulten Arbeitern bis zu beträchtlichen Spannweiten mit Vorteil angewendet werden, da sie das billigste Ausrüstungsmittel sind. Leichter in der Handhabung sind die Schrauben, da sie jeder-

zeit auch ein Nachrichten einzelner Teile des Lehrgerüstes gestatten; ihre Anwendung ist aber mit größeren Kosten verknüpft. Die Setzschrauben (Abb. 136 u. 138) werden während des Baues durch Keile entlastet (Abb. 135).

Zwischen diesen beiden Ausrüstungsmitteln stehen, was die Zweckmäßigkeit anlangt, die Sandtöpfe (Abb. 139 u. 140). Sie sind mit trocknem Sand gefüllte hohle Zylinder aus Eisenblech, 20 cm weit, mit 2 bis 4 mm Blechstärke, die einen aus Hartholz bestehenden, durch Eisenringe verstärkten Stempel tragen, und haben Löcher (20 bis 30 mm weit) mit röhrenförmigen Ansätzen, durch welche der Sand beim Ausrüsten unten ablaufen kann. Der Sand ist während des Baues gut vor Nässe zu schützen. Die Ausrüstung des Gewölbes geschieht derart, daß man in der Mitte mit dem Absenken des

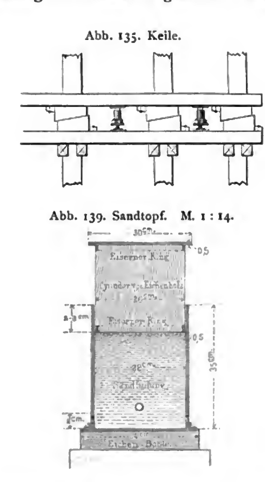


Abb. 135. Keile.

Abb. 139. Sandtopf. M. 1 : 14.

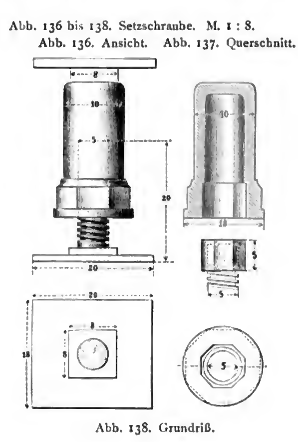


Abb. 136 bis 138. Setzschraube. M. 1 : 8.
Abb. 136. Ansicht. Abb. 137. Querschnitt.

Abb. 138. Grundriß.

Lehrgerüstes beginnt und von da symmetrisch nach den Kämpfern vorschreitet. Die Ausrüstungsmittel werden entweder direkt unter dem Kranz oder direkt über dem Boden, häufiger aber in ungefährer Kämpferhöhe eingeschaltet. In letzterem Falle besteht die Rüstung aus zwei getrennten Teilen, den eigentlichen Lehrbogen und dem Unterbau, der dann zugleich einen Teil des Transportgerüstes bildet.

Die Zeit, nach deren Verlauf das Lehrgerüst, vom Tage der Fertigstellung des Gewölbes ab gerechnet, entfernt werden kann, ist abhängig von der Stützweite und den Witterungsverhältnissen. Im allgemeinen kann man rechnen:

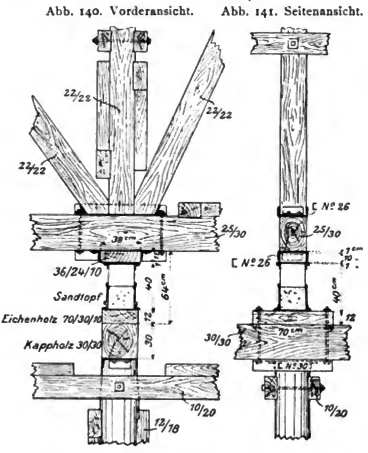
für Gewölbe unter 10 m Spannweite 10 Tage,
von 10 bis 20 » » 20 » ,
» 20 u. mehr » » 30 » .

Bei den gewölbten Brücken der Albulabahn konnten Gewölbe bis 12 m Spannweite bei günstiger Witterung schon nach 5 Tagen, dagegen bei nasser, kalter Witterung erst nach 5 Wochen ausgerüstet werden.

Die Lehrgerüste der Durchlässe bestehen meistens aus zusammengenagelten Bohlen. Sie werden, wie auch die gesprengten Lehrgerüste kleiner Brücken, in der Regel dadurch unterstützt, daß man unter den Kämpfern Steine vorkragt, die dem Gerüst als Auflager dienen.

Zur Erzielung eines guten Gewölbemauerwerks ist es von großer Wichtigkeit, daß das Lehrgerüst während des ganzen Wölbvorganges seine Form möglichst wenig ändert. Aus diesem Grunde ist es erforderlich, daß erstens bei der Herstellung des Lehrgerüstes selbst, dem sogen. Abbinden, die größte Sorgfalt verwendet und zweitens das Wölben in der richtigen Weise vorgenommen wird.

Abb. 140 u. 141. Details des Lehrgerüstes der Isarbrücke bei Grünwald. M. 1 : 40.
Abb. 140. Vorderansicht. Abb. 141. Seitenansicht.



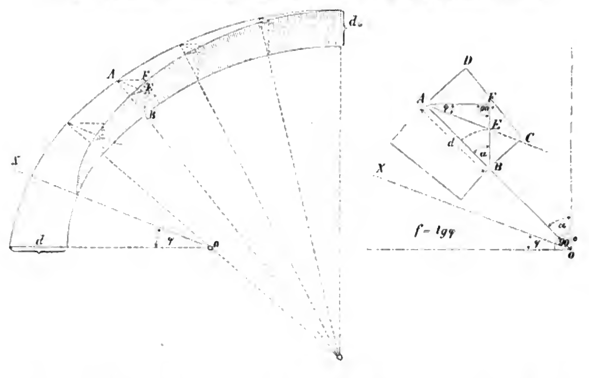
Um ersteres zu erreichen, ist für die Lehrgerüste nur gerade gewachsenes, gesundes, fehlerfreies Holz (gewöhnlich Kiefern- oder Tannenholz) zu verwenden. Die Holzverbindungen müssen dicht und scharf aufeinander passen und fest verbunden sein. Zapfen vermeidet man möglichst; es ist besser Hirnholz auf Hirnholz zu setzen und die Verbindung durch Klammern, Bolzen oder Dübel zu sichern. Hölzer, welche Druck zu übertragen haben, läßt man möglichst ununterbrochen durchgehen. Zugverbindungen, Überschneidungen und Zusammentreffen von Hirn- auf Langholz sind zu vermeiden. Ist letzteres nicht zu umgehen, so legt man, der besseren Druckverteilung wegen, zwischen die beiden Teile eine Eisenplatte oder einen Hartholzklotz. Eine sehr zweckmäßige Einzelausbildung (Abb. 140 u. 141) in dieser Hinsicht zeigt die Isarbrücke bei Grünwald. Versuche, die beim Bau dieser Brücke angestellt wurden, ergaben, daß bei einem Drucke quer zur Faser Tannenholz bereits bei einer Belastung von 20 kg/qcm 0,5 mm Eindrückung zeigte. Bei Buchenholz war letztere 0,2 mm bei einer Last von 30 kg/qcm und 0,5 mm bei einer solchen von 40 kg/qcm.

Was den Wölbvorgang selbst anlangt, so ist, um Formänderungen des Lehrgerüstes möglichst zu verhindern, folgendes zu beachten: Nach der fertigen Aufstellung der Lehrgerüste sind diese mit Materialien oder Baustoffen zu belasten, und zwar muß diese Last etwa derjenigen des Gewölbes kurz vor dem Schließen selbst entsprechen. Während des Wölbens darf die Belastung nicht wesentlich geändert werden. Aus diesem Grunde benutzt man meistens die Wölbsteine selbst als Belastung. Beide Schenkel des Gewölbes werden in der Regel gleichzeitig und gleichmäßig von beiden Widerlagern an ausgeführt. — Den einzelnen Lehrbogen ist beim Abbinden eine entsprechende Überhöhung zu geben, damit das Lehrgerüst nach seiner Durchbiegung infolge der Belastung die gewünschte Gewölbeform aufweist. Die gesprengten oder freitragenden Lehrgerüste biegen sich mehr durch als die fest unterstützten. Letztere wird man daher, wenn keine Durch-

fahrt frei zu halten ist, den ersteren vorziehen. Den gesprengten Lehrgerüsten bei der Albulabahn hat man eine Überhöhung nach der Beziehung: $\frac{1}{100}$ (der Spannweite minus der Pfeilhöhe) gegeben. Die fest unterstützten Gerüste erhielten die Hälfte der vorstehenden Überhöhung.

Die Abmessungen der einzelnen Teile des Lehrgerüstes sind statisch zu berechnen. Der Druck auf das Lehrgerüst nimmt vom Scheitel nach den Kämpfern des Gewölbes ab; in derjenigen Fuge wird er gleich Null, welche um den Reibungswinkel φ gegen die Wagerechte geneigt ist; φ entspricht dem Reibungskoeffizienten f des zum Gewölbe verwendeten Baustoffs, und es ist bekanntlich $f = \text{tg}\,\varphi$. Die Größe des radial auf das Lehrgerüst ausgeübten Größtdrucks kann für jede Stelle des Gewölbes nach Abb. 142 graphisch ermittelt werden. Die Gerade OX bilde mit der Wagerechten den Winkel φ.

Abb. 142. Graphische Ermittelung des radial auf das Lehrgerüst ausgeübten Druckes.



Man kann φ für Stein auf Stein zu 33°, für frisches Mörtelmauerwerk zu 26° annehmen. Dann ergibt sich für eine beliebige Fuge, z. B. AB, die Druckhöhe dadurch, daß man durch A eine Linie parallel zu OX und durch B eine Senkrechte zieht. Man erhält Punkt E als Schnittpunkt, und die Strecke BE ist die gesuchte Druckhöhe, die man in der Fugenrichtung abtragen kann. Durch wiederholte Anwendung dieser Konstruktion ist die schraffierte Fläche gefunden. Ein Gewölbestück, dessen Bogenlänge s, dessen Tiefe senkrecht zur Bildfläche = 1 m ist, überträgt auf das Lehrgerüst einen radialen Druck D:

$$D = \gamma \cdot s \cdot \lambda \cdot 1.$$

λ ist die mittlere Dicke desjenigen Teils der schraffierten Druckfläche, welche dem Gewölbstück entspricht, γ ist das Gewicht des Kubikmeters Gewölbebaustoff.

Als Abmessungen für die Teile der Lehrgerüste kann man annehmen — vorbehaltlich der genauen Festsetzung durch Rechnung: Kranzhölzer bis 45 cm, Balken, Pfosten, Streben 15 bis 35 cm, Schalhölzer für Werksteine $\frac{10}{10}$ bis $\frac{15}{15}$ cm, Schalbretter 4 bis 6 cm. — Der Kubikinhalt des zu einem Lehrgerüst erforderlichen Holzes kann nach MEHRTENS ungefähr zu $\frac{1}{3}$ desjenigen des Gewölbemauerwerks angenommen werden.

2. Transportgerüste. Sie vermitteln die Herbeischaffung der Baustoffe und -geräte an ihre Verwendungsstellen. Es gibt feste und fliegende Gerüste, je nachdem sie mit dem Vorschreiten des Baues ihre Höhenlage beibehalten oder nicht. Feste Gerüste machen höhere Kosten und längere Bauzeit notwendig, gewähren aber einen bequemen Transport, sicheres Arbeiten und ermöglichen die Verwendung schwererer Bausteine. Den Verwendungszwecken entsprechend nennt man das Transportgerüst auch Versetz-, Lauf- oder Krangerüst. Kleine Brücken erfordern kein besonderes Versetzgerüst. Wie schon bei den Lehrgerüsten erwähnt wurde, benutzen diese und die Transportgerüste oft bis zur Kämpferhöhe des Gewölbes denselben Unterbau. Oberhalb der Kämpfer trennen sich beide derart, daß das Lehrgerüst in der Mitte ist, dagegen zu beiden Seiten sich die Transportgerüste aufbauen.

Die festen Transportgerüste bestehen in wagerechter Richtung aus einzelnen Jochen von 4 bis 7 m Weite, in lotrechter Richtung aus einzelnen Stockwerken von 5 bis 8 m Höhe. Die fliegenden Gerüste bestehen in der Hauptsache aus Kranen zum Aufmauern der Pfeiler, sowie Dienstbrücken für die Herstellung der Gewölbe. Für den Bau hoher Talbrücken sind die fliegenden Gerüste sehr zweckmäßig; zur Herstellung kleinerer Brücken und größerer flacher Brücken sind feste Rüstungen empfehlenswert. Für die konstruktive Ausführung können die unter 1 gegebenen Hinweise gelten.

C. Die Holzbrücken.

§ 17. Allgemeines, Anwendbarkeit, Dauer. Holzbrücken sind Brücken, deren Überbau in seinen tragenden Teilen aus Holz hergestellt ist, die Pfeiler können hölzerne, eiserne oder gemauerte sein, die Endpfeiler sind meistens aus Mauerwerk. Das Verwendungsgebiet der Holzbrücken ist in der neuesten Zeit gering. Sie haben eine verhältnismäßig kurze Lebensdauer, sind der Gefahr des Verbrennens ausgesetzt, bedingen sorgfältige Unterhaltung und große Unterhaltungskosten. Für endgültige Brücken sind sie in Hauptbahnen bei uns so gut wie ausgeschlossen. Die Technischen Vereinbarungen des Vereins deutscher Eisenbahnverwaltungen schreiben vor: »Hölzerne Brücken sollen nur ausnahmsweise ausgeführt werden; sie sind ebenso, wie das Holzwerk der Fahrbahntafel eiserner Brücken, gegen Feuersgefahr entsprechend zu schützen«. Für Nebenbahnen sind sie dagegen allgemein zugelassen: »Hölzerne Brücken sind zulässig; sie sind gegen Feuersgefahr entsprechend zu schützen«. — Auch für endgültige Straßenbrücken können sie bei kleinem Verkehr wohl noch in Frage kommen, — neuerdings freilich ist ihnen neben den eisernen Brücken in den Beton- und Beton-Eisen-Brücken ein scharfer Wettbewerber entstanden; denn diese sind feuersicher, erfordern nur geringe Unterhaltungskosten und sind vielfach in der ersten Anlage billiger als Holzbrücken.

Das Hauptverwendungsgebiet der Holzbrücken bilden z. Z. die einstweiligen Eisenbahn- und Straßenbrücken (Interims- oder Notbrücken), Materialtransportbrücken, Arbeitsbrücken beim Bau und der Aufstellung von Stein- und Eisenbrücken. Auch für Kriegsbrücken finden sie noch Verwendung. Die Frage der Wahl des Baustoffs für eine Brücke ist in hohem Grade von dem Land und von dem Landesteil abhängig, in welchem das Bauwerk hergestellt werden soll. In holzreichen Ländern, im östlichen Europa (Galizien, Ungarn), im westlichen Amerika, überhaupt wo gutes, billiges Holz zur Verfügung steht, wird man sich noch oft für diesen Baustoff entscheiden.

Die Dauer der Holzbrücken beträgt in der Regel 15 bis 25 Jahre, die Unterhaltungskosten werden zu 1,5 bis 3,5 % der Baukosten, der jährlich zurückzulegende

Betrag, welcher einschließlich der Zinsen nach Ablauf der angenommenen Dauer der Brücke das Anlagekapital deckt, zu 6,6 bis 4 % angegeben. Diese Angaben können nur als ungefähre Anhaltspunkte gelten: je nach der Güte des verwendeten Holzes und der Konstruktion, sowie nach der Sorgfalt bei der Unterhaltung ergeben sich sehr verschiedene Werte. In der Schweiz gibt es eine Reihe mit Dächern versehener Holzbrücken, welche weit über ein Jahrhundert bestehen.

§ 18. Baustoff. Zu den Brücken werden hauptsächlich folgende Hölzer verwendet:

a) Nadelhölzer: Kiefern-, Fichten-, Lärchen- und Tannenholz,

b) Laubhölzer: Eichenholz und Buchenholz.

Von den Nadelhölzern sind Kiefern- und Fichtenholz zu Trägern und Jochen, sowie zum Brückenbelag geeignet, von den Laubhölzern das Eichenholz zu den gleichen Teilen. Buchenholz wurde vielfach zu Brückenbelägen verwandt, hat sich aber nur ausnahmsweise bewährt. Das Holz soll im Dezember geschlagen werden, wenn die Lebenstätigkeit des Baumes ruht, und vor Wiederbeginn des Saftumlaufs sollen die Stämme von den Ästen und der Rinde befreit und trocken gelegt werden. — Das Holz wird als Rundholz (unbeschlagen), als Kantholz (beschlagen) und als Schnittholz verwendet. Man unterscheidet:

Rundholz: extrastarkes Bauholz, 0,35 m bis 0,45 m dick am Zopf, 12 bis 16 m lang,
starkes Bauholz, 0,3 m bis 0,35 m dick am Zopf, 10 bis 15 m lang,
mittelstarkes Bauholz, 0,25 m bis 0,3 m dick am Zopf, 8 bis 12 m lang.

Kantholz: aus dem Rundholz durch Beschlagen oder mit der Säge hergestellt, rechteckiger Querschnitt.

Ganzholz: aus einem Stamme ist ein Kantholz gewonnen.
Halbholz: aus einem Stamme sind zwei Kanthölzer gewonnen.
Kreuzholz: aus einem Stamme sind vier Kanthölzer gewonnen (Riegelholz).

Auch mit einem Querschnitt ohne scharfe Ecken wird das Holz verwendet; man nennt solches Holz baumkantiges, waldkantiges Holz. Wenn solches Holz bei Lieferungen zugelassen wird, was sich der Ersparnis wegen empfiehlt, so ist ein Größtmaß für die Waldkante vorzuschreiben (2,5 bis 4 cm).

Schnittholz (breites Schnittholz):

Bohlen: 2 bis 15 cm stark; 20 bis 35 cm breit.
Bretter: $1\frac{1}{2}$ bis $3\frac{1}{2}$ cm stark; 20 bis 32 cm breit.
Latten: $2\frac{1}{2}$ bis 5 cm stark; 5 bis 10 cm breit.

Normalmaße für Bauhölzer. Von dem Innungsverbande deutscher Baugewerksmeister sind Normalquerschnitte aufgestellt, welche bei den staatlichen Ausführungen in Preußen laut Runderlaß des Ministers der öffentlichen Arbeiten in der Regel anzuwenden sind. Diese Normalquerschnitte sind:

Tabelle VI. Normalprofile für Kanthölzer in Zentimetern.

8	10	12	14	16	18	20	22	24	26	28	30
8/8	8/10	10/12	10/14	12/16	14/18	14/20	16/22	18/24	20/26	22/28	24/30
—	10/10	12/12	12/14	14/16	16/18	16/20	18/22	20/24	24/26	26/28	28/30
—	—	—	14/14	16/16	18/18	18/20	20/22	24/24	26/26	28/28	—
—	—	—	—	—	—	20/20	—	—	—	—	—

Schnittmaterial: Bretter, Bohlen, Pfosten, Latten.
Längen: 3,5 4,0 4,5 5,0 5,5 6,0 7,0 8,0 Meter.
Stärken: 15. 20. 25. 30. 35. 40. 45. 50. 60. 70. 80. 90. 100. 120. 150 mm.
Besäumte Bretter in Breiten von Zentimeter zu Zentimeter steigend.

Es wird empfohlen, nur in Ausnahmefällen, wenn die Konstruktion dieses erfordert, andere Maße zu wählen.

Gewicht des Holzes. Trockenes Holz hat geringeres Gewicht, als durchnäßtes. Bei den Berechnungen ist das größere Gewicht des mit Wasser gesättigten Holzes einzuführen. Man kann rechnen:

Holzart	lufttrocken in kg für das cbm	mit Wasser gesättigt in kg für das cbm
Nadelholz	570	870
Eichenholz.	780	1000
Buchenholz	750	1000

Zulässige Inanspruchnahme. Die Inanspruchnahmen können bei einstweiligen, nach kurzer Frist wieder zu beseitigenden Bauwerken höher angenommen werden, als bei endgültigen Bauten. Die zulässigen Werte sind in folgender Tabelle zusammengestellt:

Tabelle VII. *Zulässige Inanspruchnahme der Holzarten.*

Baustoff		Zulässige Inanspruchnahme				
		Zug	Druck	Biegung	Schub parallel der Faserrichtung	Schub senkrecht z. d. Faserrichtung
Eichenholz	endgültige Bauwerke	90	65	65 bis 75	22	22
	einstweilige Bauwerke	120	80	80	27	27
Nadelholz	endgültige Bauwerke	80	60	60	9	16
	einstweilige Bauwerke	100	80	80	10	1

Kilogramm für das Quadratzentimeter.

Schutz des Holzes gegen Zerstörung. Die Zerstörung des Holzes findet hauptsächlich durch die Fäulnis statt. Das Faulen des Holzes setzt gleichzeitige Feuchtigkeit und Luftzutritt voraus, außerdem eine mittlere Wärme (0° bis 100° C). Beständig unter Wasser befindliches Holz fault nicht, weil das Wasser die Luft abschließt; dagegen befördert abwechselnde Feuchtigkeit und Trockenheit das Faulen in hohem Maße. Im Freien hält sich gegen Fäulnis die Eiche am besten; dann folgen Lärche, Kiefer, Fichte. Am leichtesten fault Buche. — Mittel gegen das Faulen sind nach vorstehendem: Fernhalten der Feuchtigkeit bzw. rasche Beseitigung der Feuchtigkeit.

Die Schutzmittel gegen das Faulen sind: a) Verwenden von trocknem Holze; b) Schutz der Konstruktionsteile gegen Tagewasser durch Bedachung, seitlich oder oben angebrachte Schutzbretter usw.; c) Ermöglichung des Zutritts der Luft zu allen Teilen, damit die umspülende Luft die in das Holz eingedrungene Feuchtigkeit aufnehmen kann;

d) Fernhalten der Berührung mit feuchtem Mauerwerk und feuchter Erde; e) Anstriche mit Teer, Öl, Karbolineum, jedoch nur, wenn das Holz gehörig trocken ist; f) Tränken mit fäulniswidrigen Stoffen (Kreosot, Zinkchlorid u. a.), nachdem vorher der Saft aus dem Holz entfernt war.

Als Schutz gegen Feuersgefahr hat man neuerdings ebenfalls ein Tränkverfahren vorgeschlagen, welches das Holz unverbrennlich machen soll. Der Holzbelag von Eisenbahnbrücken wird zweckmäßig mit einer Lage Kies bedeckt.

§ 19. Teile der Holzbrücken. Brückenarten. Die Holzbrücken bestehen aus den Pfeilern (Holzjochen oder gemauerten Pfeilern), den Trägern, der Fahrbahn nebst Fußwegen und Geländern, unter Umständen auch aus Querversteifungen und Windverstrebung.

Nach der Art der Träger unterscheidet man:

einfache Balkenträgerbrücken: die Brückenträger sind einfache Balken;
verstärkte Balkenträgerbrücken: die Brückenträger sind verstärkte Balken;
Fachwerksbrücken: die Träger sind Balkenfachwerke;
Sprengwerksbrücken: die Träger sind Sprengwerke.

§ 20. Fahrbahn und Fußwege. Geländer.

a) Fahrbahn der Straßenbrücken. Die Fahrbahn besteht aus der Fahrbahntafel, dem tragenden Teile der Fahrbahn, und der Fahrbahndecke, demjenigen Teil, auf welchem gefahren wird. Nur die Fahrbahndecke wird durch den Verkehr abgenutzt; sie schützt den tragenden Teil vor Abnutzung. Bei sehr geringem Verkehr vereinigt man beide Teile und stellt sie aus einer einzigen Bohlenlage her.

Die Fahrbahntafel wird fast ausschließlich aus Bohlen hergestellt, welche stark genug sein müssen, um die größten vorkommenden Lasten zu tragen. Die Bohlen ruhen auf den Brückenträgern oder auf besondern, über die Brückenträger gestreckten Querbalken. Zweckmäßig legt man die Bohlen senkrecht zur Längsachse der Brücke. Zur Abführung des Tagewassers und um der Luft den Zutritt zu ermöglichen, verlegt man die Bohlen der Fahrbahntafel mit 2 bis 3 cm breitem Zwischenraum. Jede Bohle wird mit jedem Balken durch einen Nagel verbunden. Die Stärke der Bohlen beträgt je nach Umständen 10 bis 20 cm, ihre Breite 15 bis 25 cm. Als Baustoff wird Nadelholz und Eichenholz verwendet.

Bezeichnet D die auf eine Bohle kommende größte Einzellast (gewöhnlich gleich dem größten Raddruck), a den Abstand der Balken von einander in Zentimetern gemessen von Balkenachse zu Balkenachse, b die Breite und d die Stärke der Bohle in Zentimetern, k die zulässige Inanspruchnahme des Holzes in Kilogrammen für das Quadratzentimenter, so kann man bei Vernachlässigung des Eigengewichts setzen:

$$D \cdot \frac{a}{4} = k \cdot \frac{b \cdot d^2}{6},$$

woraus folgt:

$$d = \sqrt{\frac{6}{4} \cdot \frac{D \cdot a}{b \cdot k}}.$$

Führt man ein

für Nadelholz $k = 60$ kg/qcm,
für Eichenholz $k = 75$ kg/qcm,

und setzt man D in Tonnen ein, so erhält man:

$$\left.\begin{array}{ll}\text{für Nadelholz:} & d_{cm} = 5\sqrt{D_t \cdot \frac{a}{b}} \\ \text{für Eichenholz:} & d_{cm} = 4{,}5\sqrt{D_t \cdot \frac{a}{b}}\end{array}\right\} . \qquad (1)$$

Diese Formel gilt, wenn eine besondere Fahrbahndecke verwandt wird.

Falls die tragende Bohlenlage unmittelbar befahren, also nur eine Bohlenlage verwendet wird, muß man, der Abnutzung wegen, so viel zusetzen, wie abgefahren werden kann, ehe die Bohlen erneuert werden. Dieses Maß kann man mit 2 cm annehmen. Für unmittelbar befahrene und tragende Bohlenlage kann man also rechnen:

$$\left.\begin{array}{ll}\text{für Nadelholz:} & d_{cm} = 2\text{ cm} + 5\sqrt{D_t \cdot \frac{a}{b}} \\ \text{für Eichenholz:} & d_{cm} = 2\text{ cm} + 4{,}5\sqrt{D_t \cdot \frac{a}{b}}\end{array}\right\} . \qquad (2)$$

Wenn über der tragenden Bohlenlage eine an schwächster Stelle δ cm starke Schotterlage ist, so kommt auf eine Bohle nach WINKLER nur eine Belastung:

$$D_1 = D \cdot \frac{b}{10 + 1{,}5\,\delta},$$

und es ist alsdann dieser Wert in die Gleichung an Stelle von D einzusetzen. Für Bohlen unter δ cm starker Beschotterung ist also zu wählen:

$$\left.\begin{array}{ll}\text{bei Nadelholz:} & d_{cm} = 5\sqrt{\frac{D \cdot a}{10 + 1{,}5\,\delta}} \\ \text{bei Eichenholz:} & d_{cm} = 4{,}5\sqrt{\frac{D \cdot a}{10 + 1{,}5\,\delta}}\end{array}\right\} . \qquad (3)$$

Beispiel. Für einen Raddruck $D = 3$ t, $a = 75$ cm, Bohlenbreite $b = 25$ cm muß sein, wenn die Bohlen unmittelbar befahren werden:

$$d = 2 + 5\sqrt{\frac{3 \cdot 75}{25}} = 17{,}0\text{ cm bei Verwendung von Nadelholz,}$$

$$d = 2 + 4{,}5\sqrt{\frac{3 \cdot 75}{25}} = 15{,}5\text{ cm bei Verwendung von Eichenholz.}$$

Wenn eine zweite Bohlenlage darüber liegt, würde man mit $d = 15$ bzw. $13{,}5$ cm auskommen. Bei einer Schotterlage von wenigstens (in abgenutztem Zustand) 8 cm Stärke, wäre

$$\text{bei Nadelholz:} \quad d_{cm} = 5\sqrt{\frac{3 \cdot 75}{10 + 12}} = 16\text{ cm,}$$

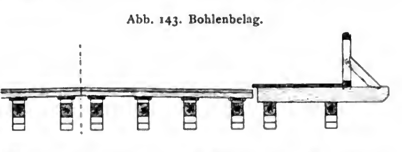
$$\text{bei Eichenholz:} \quad d_{cm} = 4{,}5\sqrt{\frac{3 \cdot 75}{10 + 12}} = 14{,}4\text{ cm.}$$

Bei starker Schotterlage wird eine Untersuchung empfohlen, ob nicht wegen des Eigengewichts der Schotterlage die Bohlendicke verstärkt werden muß.

Die Fahrbahndecke wird als Bohlenbelag, als Schotterdecke, selten als Pflaster hergestellt. Pflaster ist zu schwer. Bohlenbelag genügt für geringen Verkehr; er kann schwach sein, 4 bis 7 cm, da er nicht zum Tragen dient und Erneuerung ohnehin eintreten muß, sobald $1\frac{1}{2}$ bis 2 cm abgefahren sind. Er soll senkrecht zur Fahrtrichtung der Fuhrwerke verlegt werden. Nadelholz wird bald faserig, Eichenholz reißt leicht. Buchenholz hat sich nur für starken Verkehr bewährt. Meistens wählt man Nadeholz, besser ist Eichenholz. — Quergefälle 1 : 50, von der Mitte nach den Seiten,

wird empfohlen, ebenfalls eine derartige Anordnung von Balken und Bohlen, daß der Belag in der Mitte der Brücke eine über die Brücke durchlaufende Längsfuge aufweist (Abb. 143). Dann kann bei den Ausbesserungen nacheinander die Brücke auf die halbe Breite außer Verkehr gesetzt werden und während der Ausbesserung der Verkehr aufrecht erhalten bleiben. — Die Breite der oberen Bohlenlage wird wohl geringer genommen als diejenige des unteren Belags: man kennzeichnet so Fahrbahn und Fußwege (Abb. 144). Beschotterung ist billiger als ein oberer Bohlenbelag, darf aber nicht zu stark gewählt werden, um nicht die Brücke zu sehr zu belasten. Kleinste Stärke an den Seiten 5 bis 10 cm, in der Brückenmitte kommt $\frac{1}{50}$ der Brückenbreite hinzu. Bei 5,5 m breiter Brücke liegt also die Stärke in der Brückenachse zwischen 16 u. 21 cm; d. h. die Stärke ist im Mittel 10 bis 16 cm. — Jederseits wird der Schotter durch ein Längsholz begrenzt, welches 8 bis 10 cm stark, 18 bis 25 cm breit auf die untere Bohlenlage genagelt wird (Abb. 147).

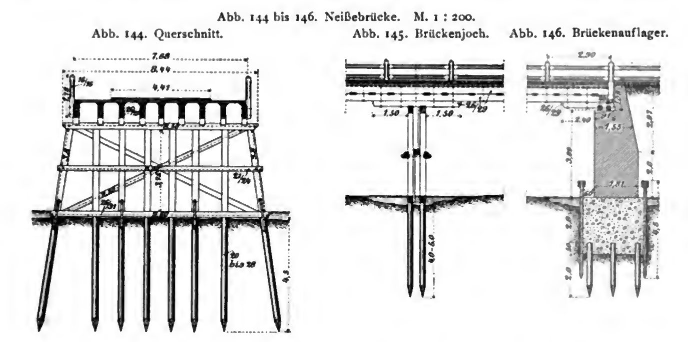
Abb. 143. Bohlenbelag.



b) **Fußwege** (besondere) sind erforderlich bei nicht ganz geringem Verkehr. In einfachster Weise stellt man besondere Fußwege dadurch her, daß man den unteren tragenden Bohlenbelag nur in dem mittleren Teile der Brückenbreite mit einem zweiten

Abb. 144 bis 146. Neißebrücke. M. 1 : 200.

Abb. 144. Querschnitt. Abb. 145. Brückenjoch. Abb. 146. Brückenauflager.



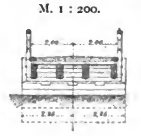
Bohlenbelag versieht (vgl. Abb. 144). Gut ist, die Fußwege über die Fahrbahn zu erhöhen, und dabei eine Rinne zur Ableitung des Wassers zu bilden. Die Erhöhung beträgt 13 bis 20 cm. Man erreicht die höhere Lage entweder, indem man auf die Längsbalken der Brücke unter den Fußwegen Querbalken streckt (vgl. Abb. 143) — die Fußwegbohlen werden dann nach der Länge der Brücke verlegt —, oder indem man die Brückenbalken unter den Fußwegen entsprechend höher legt (Abb. 148). Die größere Höhe wird durch Aufsatteln von Querbalken auf die Holme der Pfeiler erreicht.

Eine andere Lösung zeigt die Abb. 149 (Weserbrücke bei Hutbergen). Über die Brückenbalken sind Querhölzer gestreckt, welche über die äußersten Balken auslegerartig hinausragen. Diese Ausleger tragen die Längsbalken für die Fußwege. — Die

Ableitung des Wassers erfolgt am besten mittels einer durchgehenden Längsrinne (Abb. 143, 148 u. 149).

Die Stärke der Fußwegbohlen richtet sich nach dem Abstand der tragenden Balken. Ungünstigste Belastung findet durch Menschengedränge statt. Rechnet man

Abb. 147. Beschotterung. M. 1 : 200.



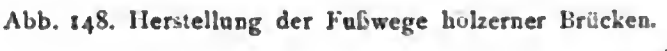


Abb. 148. Herstellung der Fußwege hölzerner Brücken.

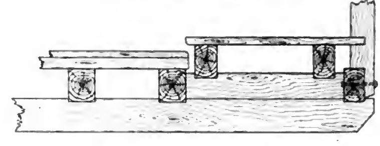


Abb. 149 u. 150. Weserbrücke bei Groß-Hutbergen. M. 1 : 200.

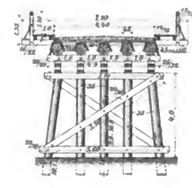


Abb. 149. Querschnitt.

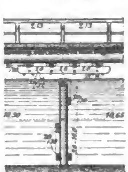


Abb. 150. Längsschnitt.

dieses zu 500 kg/qm und vernachlässigt das geringe Eigengewicht der Bohle, so ist, bei einer Stützweite der Bohlen $= a$, das Moment

$$M_{\text{mitte}} = \frac{p \cdot a^2}{8}.$$

Die Bohlenstärke sei $= \delta_{\text{cm}}$, die Bohlenbreite $= b_{\text{cm}}$, die zulässige Inanspruchnahme für das qcm: $k = 60$ kg, so muß sein:

$$\frac{b \cdot \delta^2}{6} = \frac{M_{\text{mitte}}}{k}.$$

Es ist aber die Belastung für das laufende Zentimeter der Bohle

$$p = \frac{500 \cdot b}{10000} = 0{,}05\, b \text{ kg/cm},$$

also: $M_{\text{mitte}} = \frac{0{,}05 \cdot b \cdot a^2}{8}$, wobei b und a in Zentimetern einzusetzen sind,

also:
$$\frac{b\;\delta^2}{6} = \frac{0{,}05 \cdot b \cdot a^2}{60 \cdot 8}.$$

$$\delta^2 = a^2 \cdot 0{,}0006 \qquad \delta_{\text{cm}} = a \cdot 0{,}025 = \frac{a_{\text{cm}}}{40}.$$

Es würde also bei einem Abstande der Balken von 1 m, d. h. bei $a = 100$ cm, eine Bohlenstärke von 2,5 cm genügen. Man nehme aber die Bohlen nicht schwächer als 4 cm.

c) **Die Geländer** bestehen aus Pfosten, Holm, Riegel, Streben. Die Pfosten werden mit den Brückenbalken bzw. den über die Balken gestreckten Saumschwellen

durch Zapfen und Schraubenbolzen, auch wohl durch hölzerne Nägel verbunden. Die Streben verhindern ein Umbiegen des Geländers beim Anlehnen von Personen. Abb. 151 u. 152 [16]) zeigen zwei Geländeranordnungen. Empfehlenswert ist die Anordnung der Abb. 153 u. 154, bei welcher sich die Strebe gegen eine Querbohle setzt, welche auf die Fahrbahntafel genagelt ist.

Maße für Geländer:

Höhe	0,9 m	bis	1,2 m,
Abstand der Pfosten	1,5 m	bis	2,5 m,
Stärke der Pfosten	15/15 cm	bis	20/20 cm,
Stärke des Holmes	13/13 cm	bis	20/20 cm,
Stärke der Streben	15/15 cm	bis	20/20 cm,
Stärke der Riegel	8/8 cm	bis	12/12 cm.

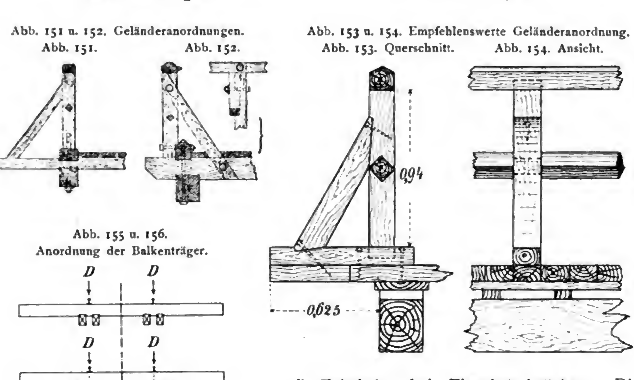


Abb. 151 u. 152. Geländeranordnungen. Abb. 151. Abb. 152.

Abb. 153 u. 154. Empfehlenswerte Geländeranordnung. Abb. 153. Querschnitt. Abb. 154. Ansicht.

Abb. 155 u. 156. Anordnung der Balkenträger.

d) Fahrbahn bei Eisenbahnbrücken. Die Schienen werden auf Querschwellen in üblicher Weise befestigt; der Abstand der Querschwellen ist nach den Angaben im Kapitel III: »Eisenbahnbau« im I. Bd. dieses Lehrbuchs (0,55 m bis 0,70 m) zu wählen. Die Querschwellen werden mit den Brückenbalken verkämmt und verbolzt (Bolzendurchmesser 20 bis 25 mm); die Muttern sind nach oben zu legen, damit man sie bequem nachziehen kann. Die Bohlen zwischen und neben den Schienen werden der Länge der Brücke nach verlegt; Abstand der Bohlen voneinander 2 cm, damit das Regenwasser leicht abläuft. Stärke der Bohlen 5 bis 8 cm. Die Balkenträger werden am besten unmittelbar unter den Schienen angeordnet (Abb. 155); dann werden die Querschwellen fast gar nicht auf Biegung beansprucht, und es genügen die Schwellen, welche auf der freien Strecke verwendet werden, auch hier. Liegen aber die Träger seitlich von den Schienen (Abb. 156), so findet größere Biegungsbeanspruchung der Schwellen statt. Bei einem größten Raddruck D, Breite b_{cm} und Höhe h_{cm} der Querschwelle muß die Höhe h sein:

[16]) Die Abb. 151 u. 152 sind dem »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, 3. Aufl., Bd. II. Kap. IV: »Hölzerne Brücken«, bearbeitet von Geh. Regierungsrat Prof. Dr. F. Heinzerling, entnommen.

$$h_{cm} = \sqrt{\frac{6\, D_{kg} \cdot a}{k \cdot b}}, \text{ und mit } k \text{ für Nadelholz} = 60 \text{ kg}, \; k \text{ für Eichenholz} = 75 \text{ kg},$$

$$\left. \begin{aligned} h_{cm} &= 10 \sqrt{D_t \cdot \frac{a}{b}} \text{ für Nadelholzschwellen} \\ h_{cm} &= 9 \sqrt{D_t \cdot \frac{a}{b}} \text{ für Eichenholzschwellen} \end{aligned} \right\} . \quad (4)$$

Bei Einführung des Wertes für D ist auf die Vergrößerung des Raddrucks durch seitlichen Winddruck Rücksicht zu nehmen. Wird die Höhe der Betriebsmittel zu 3,0 m, der Angriffspunkt der Windkraft in 1,5 m Höhe über den Schienenkopf angenommen, so entfällt auf 1 m Zuglänge eine Vergrößerung des Raddrucks von $\frac{150 \cdot 3 \cdot 1{,}5}{1{,}5} = 450$ kg. Wenn der Achsenabstand zu 1,5 m gesetzt wird, so ist also $\triangle D = 675$ kg. Größter Raddruck kann also ungünstigstenfalls $D = 10675$ kg sein.

Sei $a = 15$ cm (also bei Vollspurbahn der Abstand der Balkenachsen voneinander $e = 1{,}8$ m), $D = 8{,}5$ t, $b = 25$ cm, so muß sein (abgerundet)

$h_{cm} = 24$ cm für Nadelholz,
$h_{cm} = 22$ cm für Eichenholz.
Mit $D = 10{,}675$ t,
$a = 15$ cm $b = 25$ cm wird:
$h_{cm} = 25{,}3$ cm für Nadelholz,
$h_{cm} = 23$ cm für Eichenholz.

Das geringe Eigengewicht ist vorstehend vernachlässigt.

Man gebe wegen der Verschwächung durch Verkämmen und Bolzenlöcher, 2 bis 3 cm in der Höhe zu.

§ 21. Die einfachen Balkenbrücken.

a) Die Brückenträger sind hier einfache Balken, welche in angemessenen, durch die Tragfähigkeit des Belages bedingten Abständen (0,8 m bis 1,0 m von Balkenachse zu Balkenachse) nebeneinander verlegt werden. Die Balken ruhen auf den End- und Mittelpfeilern. (Ein Beispiel einer einfachen Balkenbrücke ist in Abb. 157 u. 158 vorgeführt.) Die Balken werden entweder beschlagen, d. h. mit rechteckigem und wohl auch waldkantigem (nahezu rechteckigem) Querschnitt, oder unbeschlagen verwendet. Ein Beispiel letzterer Art ist in Abb. 159 dargestellt (vgl. auch Abb. 149).

Abb. 157 u. 158. Einfache Balkenbrücke. M. 1 : 200.

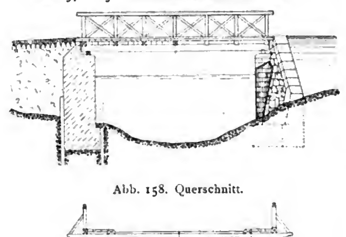


Abb. 158. Querschnitt.

Die Balken müssen vor Feuchtigkeit gut geschützt werden; das geschieht einmal, indem man das Wasser möglichst fern hält, sodann indem man den Balken von Luft umspielen läßt, so daß er naß geworden, seine Feuchtigkeit wieder an die Luft abgeben kann. Die Feuchtigkeit hält man fern durch Überdachen der Balken mit Deck- und Seitenbrettern (Abb. 159 bis 161) und durch Anstrich der Balken mit Holzteer. Die Deckbretter hat man auch mit gutem Erfolg noch mit Dachpappe abgedeckt.

Falls man die Balken mit Teeranstrich versieht, muß man die Unterseite ungeteert lassen, weil sonst die im Balken stets vorhandene Feuchtigkeit eingeschlossen wird und rasches Faulen des Balkens bewirkt. — Besser als Abb. 160 u. 161 ist die Anordnung der Abb. 162,



Abb. 159. Unbeschlagener Brückenbalken.

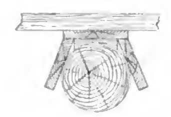


Abb. 160 u. 161. Deck- und Seitenbretter. Abb. 160. Deckbretter.



Abb. 161. Seitenbretter.

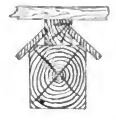
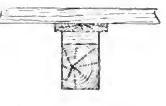


Abb. 162. Deckbretter auf Luftklötzen.



bei welcher die Deckbretter so auf die Balken gelegt sind, daß auch die obere Fläche der Balken von Luft umspielt wird. Zu diesem Zwecke sind auf die Balken zunächst sog. Luftklötze genagelt, 5 cm breit, 3 bis 8 cm stark, deren Länge gleich der Breite des Balkens ist. Auf diese Luftklötze kommen die Deckbohlen, die beiderseits so weit überstehen, daß abtropfendes Wasser nicht an die Seitenflächen der Balken kommt; sie erhalten Tropfnasen. Durch die Luftklötzchen kann man zugleich das erforderliche Quergefälle erreichen, indem man die Klötze für die mittleren Balken viel stärker (8 bis 10 cm) macht, als diejenigen der außen gelegenen Balken (2 bis 3 cm). Die Deckbohlen werden 2,5 bis 4 cm stark, 25 bis 30 cm breit gemacht. Abstand der Luftklötzchen 25 bis 40 cm von Mitte zu Mitte. Die Luftklötze werden aus altem, trocknem Eichenholz hergestellt.

b) Das Endauflager der Balken muß besonders sorgfältig vor der Einwirkung der Feuchtigkeit geschützt werden. Die Balkenenden werden nicht unmittelbar auf das Mauerwerk der Endpfeiler gelegt, sondern auf eine Mauerschwelle aus Holz, 15/18 cm bis 20/20 cm stark; Balken und Mauerschwelle werden 2 bis 3 cm tief miteinander verkämmt. Die Mauerschwelle liegt nur auf einigen Auflagersteinen auf; zwischen denselben liegt sie frei (Abb. 163 u. 164), so daß eingedrungenes Wasser ablaufen kann. Mitte der

Abb. 163. Endauflager mit Stirnmauer.

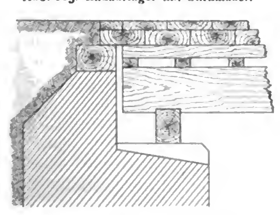
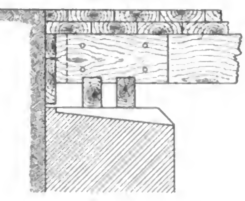


Abb. 164. Endauflager mit Stirnbohle.



Mauerschwelle lege man 10 bis 15 cm hinter Vorderfläche der Mauer, damit der Auflagerdruck nicht ganz vorn auf die Mauer wirke. — Die Hirnenden der Balken müssen frei sein, so daß die Luft diese umspielen kann. Die Anordnung mit einer Stirnmauer auf dem Endpfeiler zeigt Abb. 163; falls keine Stirnmauer vorhanden ist, wie bei Abb. 164, ordnet man quer vor den Balkenköpfen eine Stirnbohle an, welche man mit seitlich an den Balken genagelten Bohlenstücken so verbindet, daß die Balkenköpfe

von Luft umspielt werden können (Abb. 164). — Bei schwer belasteten Brücken verwendet man wohl zwei Mauerschwellen nebeneinander (vgl. Abb. 164).

Man kann mit einfachen Balken Lichtweiten bis zu 6, höchstens 8 m überbrücken; bei größeren Weiten muß man durch Mittelauflager (Joche) die gesamte Weite in eine Anzahl kleiner Weiten teilen oder verstärkte Brücken anwenden.

c) Anordnung auf den Mittelpfeilern und Mitteljochen. Auf gemauerten Mittelpfeilern lagert man die Balkenenden vermittels zweier Mauerschwellen (Abb. 165). Eine Verbindung beider Balken ist zweckmäßig, beispielsweise durch Sattelhölzer, welche Anordnung bei den verstärkten Balkenbrücken besprochen wird. Bei Holzjochen ordnet man einen oder besser zwei Jochholme an, ebenfalls zweckmäßig mit Sattelhölzern unter

Abb. 165. Lagerung der Balkenenden auf Mittelpfeilern.

Abb. 166 u. 167. Verlaschung der Balken.
Abb. 166.

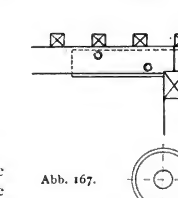


Abb. 167.

den Balken. Man kann aber auch die Balken durch seitlich angebrachte Bohlenlaschen miteinander verbinden. Abb. 166 zeigt eine solche in Amerika übliche gute Verbindung. Zwischen die Laschen Z und die Balken werden kreisförmige Gußeisenstücke g (Abb. 167) von 90 mm Durchmesser eingelegt, welche sich beim Anziehen der Schraubenbolzen in die Balken eindrücken.

d) Berechnung der einfachen Balkenbrücken. Das größte Moment, welches in der Mitte stattfindet, sei M_{mitte}. Dasselbe wird in üblicher Weise ermittelt sowohl für gleichmäßig verteilte volle Belastung wie für ungünstigste Einzelbelastung, und für die Eigengewichtsbelastung. Bezeichnen b und h die Breite und Höhe des rechteckigen Balkenquerschnitts in Zentimetern, so muß sein:

$$h_{\text{cm}} = \sqrt{\frac{6\,M}{b \cdot k}} \qquad (5)$$

M ist in kg/cm, b in cm, k in kg/qcm einzuführen, für Nadelholz mit 60 kg/qcm, für Eichenholz mit 75 kg/qcm.

Bei rundem Querschnitt vom Durchmesser d_{cm} muß sein:

$$d_{\text{cm}} = \sqrt[3]{\frac{10\,M}{k}}. \qquad (6)$$

§ 22. Die verstärkten Balkenbrücken.

Die Verstärkung der Balken wegen größerer Belastungen oder größerer Weiten wird erzielt:

a) durch Anordnung einfacher oder mehrfacher Sattelhölzer,
b) durch Sattelhölzer mit Kopfbändern,
c) durch Anordnung mehrerer Balken übereinander (verzahnte und verdübelte Träger).

a) Balkenbrücken mit Sattelhölzern. Wenn die Balken über mehrere Öffnungen durchgehen, so bilden sie sog. kontinuierliche (neuerdings »durchlaufend« genannte)

Träger. Bei diesen haben die für die Querschnittsbildung maßgebenden Momente ihre Größtwerte an den mittleren Auflagern, ihre Nullwerte zwischen den Auflagern und an den Endauflagern. Für Balkenträger mit zwei und mit drei Öffnungen sind die absoluten Werte der Momente für volle, gleichmäßig verteilte Belastung — die übrigens nicht die ungünstigste ist — in Abb. 168 u. 169 dargestellt. Die Querschnitte über den mittleren Auflagern und nahe diesen müssen, wie sich aus den Darstellungen der Momente ergibt, größer sein, als in den andern Teilen der Balken; man verstärkt deshalb die Balken an den Stellen der größten Momente. Diese Verstärkung kann man durch unter die Balken gelegte Sattelhölzer erzielen, welche mit den Balken durch Verzahnung oder Verdübelung in innige Verbindung gebracht werden. Wenn die Balken aber über dem

Abb. 168. Momente beim kontinuierlichen Träger auf 3 Stützen bei voller gleichmäßiger Belastung.

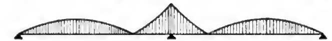
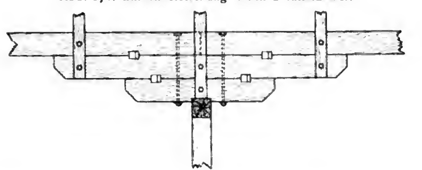


Abb. 169. Momente beim kontinuierlichen Träger auf 4 Stützen bei voller gleichmäßiger Belastung.



Abb. 170. Balkenverstärkung durch 2 Sattelhölzer.



betreffenden Auflager gestoßen werden, so bleibt als wirksam nur der Querschnitt des Sattelholzes übrig; man kann dessen Höhe entsprechend wählen, oder, falls dieses nicht genügt, eine weitere Verstärkung durch ein zweites Sattelholz erreichen (Abb. 170). — Was die Einzelheiten der Verzahnung und Verdübelung anlangt, wird auf die unten folgende Besprechung der verzahnten und verdübelten Träger verwiesen.

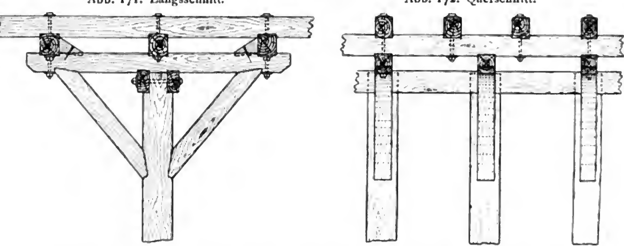
Ein Blick auf die Momentenflächen der Abb. 168 u. 169 zeigt, daß Sattelhölzer an den Endauflagern nicht erforderlich sind: hier sind die Momente klein, eine Querschnittsverstärkung ist daselbst also nicht nötig. Die Anbringung von Sattelhölzern an den Endauflagern, wie sie auch Abb. 146 zeigt, ist verfehlt. Nach vorstehendem sind die Endauflager ohne Sattelhölzer, die Mittelauflager bei nicht gestoßenen Balken mit einem Sattelholz, bei gestoßenen Balken mit einem starken oder zwei bzw. mehr Sattelhölzern zu konstruieren.

b) Balkenbrücken mit Sattelhölzern und Kopfbändern. Die Kopfbänder bewirken, daß man den Balken nahezu als wagerecht eingespannt betrachten kann; dadurch wird das größte Moment bei voller Belastung etwa auf $\frac{2}{3}$ der sonst vorhandenen Größe vermindert; man kann demnach für eine überschlägliche Berechnung statt der wirklichen Stützweite l eine Weite λ einführen und λ aus der Gleichung berechnen:

$$\frac{p \cdot \lambda^2}{8} = \frac{p \cdot l^2}{12}, \quad \lambda = 0{,}8\, l.$$

Sattelhölzer mit Kopfbändern sind nach vorstehendem auch an den Endauflagern angezeigt. — Der Winkel des Kopfbandes gegen die Wagerechte soll nicht zu flach und nicht zu steil sein. Die Grenzen sind etwa 35° und 60°. Das Kopfband überträgt auf das Sattelholz einen Schub, der zweckmäßig durch einen an dieser Stelle angeordneten Dübel in den Balken übertragen wird.

Abb. 171 u. 172. Sattelhölzer mit Kopfbändern.
Abb. 171. Längsschnitt. Abb. 172. Querschnitt.



Am bequemsten ist es, wenn jedem Balken des Überbaues ein Pfahl im Joch entspricht; dann kann von jedem Pfahl aus ein Kopfband nach dem zugehörigen Balken geführt werden. Wenn aber die Zahl der Pfähle wesentlich kleiner ist, als diejenige der Balken, so ordnet man die Kopfbänder und Sattelhölzer über den Pfählen an, schaltet aber zwischen Sattelhölzern und Balken Unterzüge ein, so daß die Zahl der Balken nicht mit derjenigen der Sattelhölzer übereinzustimmen braucht (Abb. 171 u. 172).

c) Verzahnte und verdübelte Träger. Die Abb. 173 bis 180[17]) zeigen eine Brücke mit verdübelten Trägern. Man legt mehrere Balken übereinander und verbindet sie möglichst innig miteinander, wobei man erstrebt, daß die einzelnen Teile wie ein Ganzes wirken sollen. Wäre das erreichbar, so könnte man die erforderliche Querschnittsfläche so ermitteln, als bestände der Balken aus einem Stück. Wirklich ist das nicht möglich: man trägt diesem Umstande dadurch Rechnung, daß man eine wesentlich geringere zulässige Inanspruchnahme einführt, als bei einheitlichem Balken. Der innige Zusammenhang wird erstrebt durch die Verzahnung und Verdübelung; bei beiden Konstruktionen werden stets noch Schraubenbolzen zur Verbindung der einzelnen Balken angewendet, aber nicht, um die Schubkraft aufzuheben, welche zwischen den Balken auftritt, sondern um den dauernden Eingriff der Zähne bzw. der Dübel zu sichern. Die Schubkraft soll durch die Dübel bzw. die Zähne übertragen werden.

α) *Verzahnte Träger.* Die Zähne sollen Verschiebung der Balken gegeneinander verhindern. Belastet man zwei lose übereinander liegende Balken, so wird die unterste Faserschicht des oberen Balkens auf Zug beansprucht und demgemäß verlängert; die oberste Schicht des unteren Balkens wird gedrückt und demnach verkürzt. Vor der Belastung fallen beide Schichten zusammen und sind gleich lang; durch die Belastung wird in der oberen Schicht das Bestreben erzeugt, im Sinne der eingezeichneten Pfeile nach außen zu gleiten, in der unteren Schicht das Bestreben, im Sinne der Pfeile nach

[17]) Die Abb. 173 bis 180, und 201 bis 204 sind nach dem »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, 3. Aufl., Bd. II, Taf. XXIV, hergestellt.

innen zu gleiten (Abb. 181). Das Gleiten muß verhindert werden, wenn die beiden Balken wie ein einziger Balken von der gesamten Höhe h wirken sollen: die Zähne müssen also die in Abb. 182 eingezeichnete, an beiden Seiten der Mitte verschiedene

Abb. 173 bis 180. Wegüberführung über eine Eisenbahn. M. 1 : 200.

Abb. 173. Längsschnitt. Abb. 174. Ansicht.

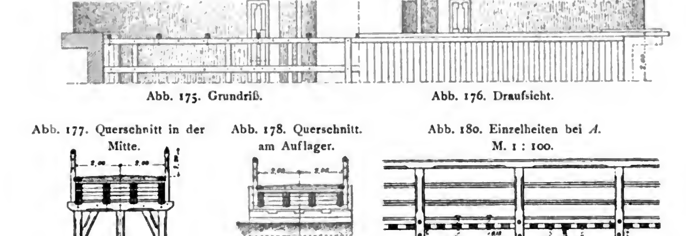


Abb. 175. Grundriß. Abb. 176. Draufsicht.

Abb. 177. Querschnitt in der Mitte.

Abb. 178. Querschnitt am Auflager.

Abb. 179. Auflager.

Abb. 180. Einzelheiten bei A. M. 1 : 100.

Form erhalten. Der genaue Eingriff der Zähne geht infolge des Schwindens bald verloren, man überhöht deshalb zuerst den Balken in der Mitte etwas, um $\frac{1}{50}$ bis $\frac{1}{100}$ seiner



Abb. 181. Beanspruchung der Faserschichten bei verzahnten Balken.

Abb. 182. Verzahnter Balken.

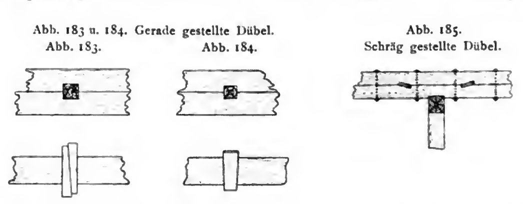
Länge (man »sprengt« ihn), wodurch sich bei der Belastung die Zähne fest ineinander drücken; auch legt man zwischen die Stirnflächen der Zähne Zinkbleche.

β) *Verdübelte Träger.* Die Verschiebung der Balken gegeneinander verhindert man auch durch sog. Dübel, d. h. Klötze aus hartem Holz, welche am besten paar-

weise, schlank keilförmig (1:25 bis 1:40), hergestellt werden, damit bei dem Schwinden des Holzes ein Nachtreiben leicht vorgenommen werden kann. Abb. 183 u. 184 zeigen die Dübel in Ansicht und Grundriß. Der Einschnitt in den Balken bei Anordnung nach Abb. 183 erhält parallele Wandungen. Wenn mehr als zwei Balken übereinander zu einem verdübelten Träger vereinigt werden, so versetze man die Dübel gegeneinander, damit nicht dieselben Balken-Querschnitte zu sehr geschwächt werden. Man verwendet auch schräg gestellte Dübel, nach Abb. 185. Wir ziehen die in Abb. 183 u. 184 gezeichneten, gerade gestellten Dübel vor: die Arbeit ist einfacher, die Wirkung sicherer.

Abb. 183 u. 184. Gerade gestellte Dübel.
Abb. 183. Abb. 184.

Abb. 185.
Schräg gestellte Dübel.



Die verdübelten Träger stellt man auch mit kleinen Zwischenräumen zwischen den einzelnen Balken her, um der Luft den Zutritt zu allen Teilen der Balken zu ermöglichen und um eine größere Höhe und dadurch größere Tragfähigkeit zu erzielen (2 bis 3 cm Zwischenraum, vgl. Abb. 173 bis 180, S. 143).

Bolzen von 20 bis 25 mm Durchmesser werden in solchen Abständen gesetzt, daß entweder auf je einen Zahn bzw. Dübel ein Bolzen entfällt, oder auf je zwei Zähne bzw. Dübel ein Bolzen kommt. Wenn die verdübelten Balken zwischen sich einen Zwischenraum haben, so muß an der Stelle, an welcher der Bolzen sitzt, ein Holzfutter eingelegt werden, damit man die Mutter anziehen kann.

d) Stoß der Balken bei verzahnten und verdübelten Trägern. Richtige Anordnung der Stöße ist leicht, wenn man die in Abb. 168 u. 169 gegebene Größe der Momente

Abb. 186. Stoßanordnung für einen Balken über zwei Öffnungen.

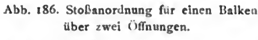


Abb. 187. Stoßanordnung für einen Balken über drei Öffnungen.



in Rücksicht zieht. Die Querschnitte müssen den Momentengrößen entsprechen: man wird also zweckmäßig die Stöße an diejenigen Stellen legen, an denen die Momente klein sind, möglichst zugleich in den gedrückten Teil des Balkens. Abb. 186 zeigt eine angemessene Stoßanordnung für einen Balken über zwei Öffnungen. Der untere Balken ist über dem Mittelauflager gestoßen, zwischen dem untergelegten Sattelholz und dem oberen Balken. Durch den Stoß geht nur ein nahe der Nullinie belegener, also wenig leistender Querschnittsteil verloren; was vom Querschnitt übrig bleibt, ist sehr widerstandsfähig. Ebenso sind die Stöße des unteren Balkens bei dem Träger über drei Öffnungen über die Mittelauflager gelegt (Abb. 187); die Stöße des oberen Balkens bei beiden Anordnungen in die Nähe der Nullpunkte für die Momente. Zweckmäßig werden sie bei zwei Öffnungen im Abstand $\frac{l_1}{4}$ von der Mittelstütze, bei drei Öffnungen im Abstand

$\frac{l_2}{4}$ von den Mittelstützen in die mittelste Öffnung gelegt. l_1 ist die Stützweite jeder der beiden Öffnungen in Abb. 186, l_2 diejenige der mittleren Öffnung in Abb. 187. — Sattelholz und Balken verbinde man durch Zähne oder Dübel nebst zugehörigen Bolzen.

e) Vergleich der verzahnten und verdübelten Träger. Die verdübelten Träger sind den verzahnten Trägern aus folgenden Gründen vorzuziehen: die Herstellung der verdübelten Träger ist wesentlich leichter, als die der verzahnten Träger, welche sehr sorgfältig gearbeitet sein müssen, um richtig zu wirken; beim Schwinden des Holzes ist es leicht möglich, den Eingriff der Dübel und damit die Wirksamkeit der verdübelten Träger wiederherzustellen, indem man die keilförmigen Dübel (Abb. 183) etwas nachtreibt; die Höhe der Zähne geht bei den verzahnten Trägern für die Tragfähigkeit verloren, bei den verdübelten Trägern hingegen nicht.

f) Berechnung der mit Sattelhölzern verstärkten Balken. Bei den über mehrere Öffnungen durchgehenden Brücken finden bekanntlich die größten Momente über den Mittelauflagern statt; diesen größten Momenten müssen die Querschnitte an diesen Stellen entsprechen. Nach WINKLER kann man folgende Momentenwerte einführen, wobei in den Ausdrücken bedeuten:

M_1, M_2 die Momente an den Mittelstützen (stets negativ);
M', bzw. M'_1, M'_2 die positiven Größtmomente, welche zwischen den Stützen auftreten;
l_1 die Spannweite der äußern;
l die Spannweite der innern Felder;
g das Eigengewicht für das laufende Meter des Trägers;
p die gleichmäßig verteilte Verkehrslast für das laufende Meter des Trägers.

I. Zwei Felder:

$$-M_1 = \left(\frac{g+p}{8}\right) l_1^2; \qquad M' = 0{,}0703\, g \cdot l^2 + 0{,}0957\, p \cdot l^2. \tag{7}$$

II. Drei Felder:

$$\left.\begin{aligned} -M_1 &= 0{,}05\, g\,(l_1^2 + l^2) + p\,(0{,}067\, l_1^2 + 0{,}05\, l^2); \\ \text{Endfeld } M' &= g\,(0{,}1\, l_1^2 - 0{,}02\, l^2) + 0{,}104\, p \cdot l_1^2; \\ \text{Mittelfeld } M'_1 &= g\,(0{,}075\, l^2 - 0{,}05\, l_1^2) + p\,(0{,}062\, l^2 - 0{,}013\, l_1^2) \end{aligned}\right\}. \tag{8}$$

Beispiel: Straßenbrücke mit zwei Feldern von je 6,0 m Stützweite $= l_1$. Abstand der Balken voneinander 0,8 m von Mitte zu Mitte. Doppelter Bohlenbelag, 10 cm und 6 cm stark.

Eigengewicht: Vorläufige Annahme der Balkenquerschnitte 0,4 · 0,3 m, also für das laufende Meter: 0,4 · 0,3 1,0 · 650 . . . . = 80 kg;
Belag: (0,10 + 0,06) · 0,8 · 1,0 · 650 . . . . = 84 kg;
Für Querverbindungen, Bolzen usw. und zur Abrundung . . = 36 kg;
Summa $g =$ 200 kg/m.

Verkehrslast. Für die Flächeneinheit wird gerechnet unter Annahme leichter Wagen:

$$p' = 0{,}36 + \frac{1{,}2}{l_1} = 0{,}36 + 0{,}20 = 0{,}56 \text{ t},$$

abgerundet 0,60 t,

also für das laufende Meter Balken:

$$p = 0{,}6 \cdot 0{,}8 = 0{,}48 \text{ t} = 480 \text{ kg/m}; \; p = 480 \text{ kg/m}.$$

Also wird nach vorstehenden Formeln:

Das Stützenmoment:

$$-M_1 = (g+p)\frac{l^2}{8} = -\frac{(200+480)}{8}\cdot 36 = 3060 \text{ kg/m};$$

$$-M_1 = 306000 \text{ kg/cm}.$$

Das Größtmoment in jeder Öffnung:

$$M' = 0{,}0703\cdot 200\cdot 36 + 0{,}0957\cdot 480\cdot 36 = 2163{,}6 \text{ kg/m};$$

$$M' = 216360 \text{ kg/cm}.$$

Die zulässige Inanspruchnahme wird für Kiefernholz mit $k = 60$ kg/qcm eingeführt. Dann muß in der Öffnung sein:

$\frac{b\cdot h^2}{6} = \frac{216360}{60} = 366 \text{ cm}^3$, und mit $b = \frac{3}{4}h$: $\frac{h^3}{8} = 3606$; $\frac{h}{2} = \sqrt[3]{3606} = 15{,}4$ cm;

$h = 31$ cm; $b = \frac{3}{4}\cdot 31 = 23$ cm; wir wählen $b = 24$ cm, $h = 31$ cm.

Am Mittelauflager muß sein:

$\frac{b\cdot h^2}{6} = \frac{306000}{60} = 5100 \text{ cm}^3$; und mit $b = 24$ cm: $4h^2 = 5100$. $2h = \sqrt{5100} = 71{,}5$.

$h = 35{,}75$ cm = rund 36 cm.

Läßt man die Balken ungestoßen über das Mittelauflager durchlaufen, so würde ein Sattelholz von geringer Stärke genügen (36 weniger 31 cm), wenn man auf die volle Tragfähigkeit des aus Balken und Sattelholz bestehenden Querschnitts rechnen könnte. Das kann man nicht; wir tragen diesem Umstande dadurch Rechnung, daß wir mit $k = 40$ kg/qcm rechnen; man erhält dann am Mittelauflager

$$\frac{b\cdot h^2}{6} = \frac{306\,000}{40} = 7650 \text{ cm}^3, \qquad b = 24,$$

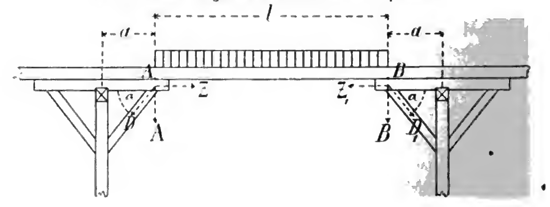
$$4h^2 = 7650, \qquad 2h = 88, \qquad h = 44 \text{ cm},$$

d. h. das Sattelholz unter dem Balken muß wenigstens $44 - 31 = 13$ cm hoch sein. Man wird dasselbe mindestens 20 cm hoch machen. — Würde der Balken über dem Mittelauflager gestoßen, so müßte das Sattelholz nach obigem 36 cm Höhe erhalten, oder man müßte nach Abb. 170 zwei Sattelhölzer übereinander verwenden von zusammen 44 cm Höhe.

g) Berechnung der Balkenträger mit Sattelhölzern und Kopfbändern. Für die meisten Fälle dürfte es genügen, die Balken als frei aufliegende für eine Stützweite l zu berechnen, welche durch die Enden der Sattelhölzer bestimmt ist (Abb. 188). Das Größtmoment im Balken wird bei dieser Annahme und den Bezeichnungen wie vorstehend:

$$M_{\text{mitte}} = (g+p)\frac{l^2}{8}.$$

Abb. 188 Balkenträger mit Sattelhölzern und Kopfbändern.



Für ungünstigste Belastung durch zwei Radlasten, deren jede $= P$ und deren Abstand voneinander $= e$ ist, wird

$$M_{\text{mitte}} = \frac{g \cdot l^2}{8} + \frac{P}{2l}\left(l - \frac{e}{2}\right)^2.$$

Diese Momentenwerte sind größer, als die wirklich auftretenden, da die Balken bei A und B nahezu wie eingespannte Balken wirken. — Kopfband und Sattelholz berechnet man für den größten in A und B möglichen Druck. Für gleichmäßig verteilte Last p f. d. lfd. Meter kann man setzen

$$A = (g + p)\frac{(l + a)}{2}.$$

Dann wird der Druck in dem Kopfband:

$$D = -\frac{A}{\sin \alpha} = -\frac{(g + p)(l + a)}{2 \sin \alpha}$$

und der Zug im Sattelholz

$$Z = \frac{A}{\operatorname{tg} \alpha} = \frac{(g + p)(l + a)}{2 \operatorname{tg} \alpha}. \tag{9}$$

Wenn man Einzellasten zugrunde legt, ist der durch diese hervorgerufene ungünstigste Auflagerdruck $A_{p\,\max}$ aufzusuchen: man stelle die schwerste Last über Punkt A und die andern schweren Lasten möglichst nahe auf der Seite nach B zu; dann ist in Formel (9) für A einzuführen:

$$A_{(g+p)\max} = \frac{g(l + a)}{2} + A_{p\,\max}. \tag{10}$$

h) Berechnung der verzahnten und verdübelten Balken. Für die Bestimmung des Querschnitts sind die Momente, für die Maße der Zähne und Dübel die Querkräfte maßgebend; es wird hier vorausgesetzt, daß die Ermittelung der Momente und Querkräfte bekannt sei.

Es sei die Breite des Balkens: b cm,
die ganze Höhe des Balkens: h cm.

Falls mehrere Balken mit Zwischenraum verwendet werden, sei die Höhe des Zwischenraumes $= \delta$.

Es muß sein:

$$W = \frac{M}{k}, \text{ d. h. } \frac{b}{12} \cdot \frac{(h^3 - \delta^3)}{\frac{h}{2}} = \frac{M}{k},$$

$$\frac{b}{6h}(h^3 - \delta^3) = \frac{M}{k}. \tag{11}$$

Falls $\delta = 0$ ist, so ergibt sich die bekannte Gleichung:

$$\frac{b \cdot h^2}{6} = \frac{M}{k}. \tag{12}$$

Man nimmt für b einen angemessenen Wert an (20 bis 30 cm) und berechnet h aus der Gleichung 11 bzw. 12. — Was die Annahme des Wertes für k anlangt, ist zu bemerken, daß Versuche mit ausgeführten Balken eine weit geringere Tragfähigkeit ergeben haben, als der volle Balken gleichen Querschnitts aufweist. Man trage diesem Umstand dadurch Rechnung, daß man für diese zusammengesetzten Balken entweder k entsprechend niedriger einführt, nur $\frac{2}{3}$ bis höchstens $\frac{3}{4}$ von dem für volle Balken als zulässig erachteten Werte. Dann erhält man als zulässig:

$k = 40$ bis 45 kg/qcm . . für Nadelholz,
$k = 45$ bis 52 kg/qcm . . für Eichenholz.

Die **Zähne** und **Dübel** sollen die Schubkraft aufnehmen, welche, wie in Abb. 181 gezeigt ist, zwischen den Balken wirkt. In einem beliebigen Querschnitt ist diese Schubkraft für das laufende Zentimeter des Balkens: $T = Q \cdot \frac{S}{J}$, in welchem Ausdruck bedeuten; Q die Querkraft in diesem Querschnitt, J das Trägheitsmoment der Querschnittsfläche für die wagerechte Schwerachse, S das statische Moment desjenigen Teils der Querschnittsfläche, welcher über der Fuge liegt, für welche die Schubkraft gesucht wird, bezogen auf die wagerechte Schwerachse des Querschnitts. Besteht der Balken aus 2 Teilen, liegt also die Fuge in halber Höhe, so ist für diese das statische Moment der oberhalb liegenden Querschnittsfläche (Abb. 189):

$$S = \frac{b \cdot h}{2} \cdot \frac{h}{4} = \frac{b \cdot h^2}{8},$$

$$J = \frac{b \cdot h^3}{12}, \qquad \frac{S}{J} = \frac{3}{2h}.$$

Besteht der Balken aus 3 Teilen (Abb. 190), deren Höhe je $\frac{h}{3}$ ist, so ist für die in Betracht kommende Fuge das statische Moment:

$$S = \frac{b \cdot h}{3} \cdot \frac{h}{3} = \frac{b \cdot h^2}{9},$$

$$J = \frac{b \cdot h^3}{12}, \qquad \frac{S}{J} = \frac{4}{3h}.$$

Ist zwischen den beiden Balken im ersten Fall ein Zwischenraum von δ cm Höhe (Abb. 191), so ist:

$$S = b \cdot h' \left(\frac{h' + \delta}{2}\right), \qquad J = \frac{b}{12}(h^3 - \delta^3), \qquad \frac{S}{J} = \frac{6 \cdot h'(h' + \delta)}{(h^3 - \delta^3)}.$$

Die maßgebende wagerechte Schubkraft für ein laufendes Zentimeter Balken ist also:

für 2 Balken übereinander ohne Zwischenraum (Abb. 189):

$$T = \frac{3}{2} \cdot \frac{Q}{h}, \tag{13}$$

für 3 Balken übereinander ohne Zwischenraum (Abb. 190):

$$T = \frac{4}{3} \cdot \frac{Q}{h}, \tag{14}$$

für 2 Balken übereinander mit Zwischenraum δ (Abb. 191):

$$T = \frac{6 \cdot h'(h' + \delta)\,Q}{(h^3 - \delta^3)}. \tag{15}$$

Für Q ist stets der größte Wert einzuführen.

Abb. 189. Aus zwei Teilen bestehender Balken.

Abb. 190. Aus drei Teilen bestehender Balken.

Abb. 191. Aus zwei sich nicht berührenden Teilen bestehender Balken.

Bei Trägern auf zwei Stützen ist die Querkraft Q für einen Querschnitt mit der Abszisse x dann am größten, wenn die gleichmäßig verteilte Verkehrslast p (für das laufende Meter Balken) die Strecke des Balkens von dem Querschnitte bis zu dem entfernteren Auflager bedeckt (Abb. 192).

Dann ist:

$$Q_{x\,max} = \frac{g}{2}(l - 2x) + \frac{p(l - x)^2}{2l}. \tag{16}$$

Am Auflager ist:

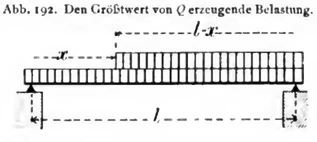
$$Q_{o.\,max} = (g + p)\frac{l}{2}, \tag{17}$$

in der Trägermitte ist:

$$Q_{\frac{l}{2}\,max} = \frac{p \cdot l}{8}. \tag{18}$$

Nur die zwischen $x = 0$ und $x = \frac{l}{2}$ liegenden Werte aus Formel 16 sind maßgebend, da für die Querschnitte rechts der Mitte (d. h. für $x = \frac{l}{2}$ bis $x = l$) die Werte einzuführen sind, welche den symmetrisch liegenden Querschnitten links der Mitte entsprechen. Q_{max} hat seine größten Werte an den Auflagern, die kleinsten maßgebenden Werte in der Trägermitte. — Sei der Abstand von Mitte Dübel bis Mitte Dübel gleich c, so entfällt auf einen Dübel eine wagerechte Kraft: $H = T \cdot c$, welche auf den Dübel vom Balken übertragen wird. Vermindert wird diese Kraft um den durch die Schraube hervorgerufenen Reibungswiderstand zwischen den sich berührenden Einzelbalken. Es wird empfohlen, auf diesen nicht zu rechnen, da er durch das Schwinden des Holzes und sonstige Umstände nachlassen kann. Die Vernachlässigung desselben in der Rechnung vergrößert die Sicherheit.

Abb. 192. Den Größtwert von Q erzeugende Belastung.



α) *Dübel.* Die gedrückte Fläche habe die Tiefe e (Abb. 193), die Breite b (gleich der Balkenbreite), so ist die Druckinanspruchnahme für das Quadratzentimeter:

$$k' = \frac{H}{b \cdot e} = \frac{T \cdot c}{b \cdot e}, \tag{19}$$

Abb. 193. Berechnung der Dübel.

z. B. bei 2 Balken ohne Zwischenraum:

$$k' = \frac{3}{2}\frac{Q \cdot c}{h \cdot b \cdot e}. \tag{20}$$

Für k' ist die als zulässig erachtete Druckinanspruchnahme einzuführen: man kann $k' = 80$ kg/qcm annehmen. Dann erhält man für angenommene Größe, die größte zulässige Entfernung der Dübel voneinander:

$$\left.\begin{aligned} c &= \frac{k' \cdot b \cdot e}{T}, \\ c &= \frac{80 \cdot b \cdot e \cdot 2h}{3Q} \text{ für 2 Balken übereinander,} \\ c &= \frac{80 \cdot b \cdot e \cdot 3h}{4Q} \text{ für 3 Balken übereinander} \end{aligned}\right\}. \tag{20a}$$

Man wählt zweckmäßig $e = 0{,}1\,h$ bis $0{,}13\,h$. Da Q nach den Auflagern hin zunimmt, so wird der Abstand der Dübel nach den Auflagern hin sich verringern, am kleinsten am Auflager sein. Diesen kleinsten Abstand führt man oft auf die ganze Trägerlänge gleichmäßig durch. — Für einen Träger auf zwei Stützen mit Q_{max} am Auflager $= (g + p)\frac{l}{2}$ würde am Auflager nach den Gleichungen 20a:

$$c = \frac{80 b \cdot e \cdot h 2 \cdot 2}{3(g + p) l}, \qquad c = \frac{107 b \cdot e \cdot h}{(g + p) l},$$

dafür abgerundet:

$$c = \frac{100 \cdot b \cdot e \cdot h}{(g+p)l}. \tag{21}$$

Für 3 Balken übereinander wird:

$$c = \frac{120 \cdot b \cdot e \cdot h}{(g+p)l}. \tag{22}$$

Die Breite der Dübel sei β. Dann muß der Abscherungswiderstand eines Dübels sein:

$$\beta \cdot b \cdot k_{\text{Schub}} = T \cdot c.$$

k_{Schub} kann gleich 9 kg/qcm eingeführt werden; dann ist:

$$\beta = \frac{T \cdot c}{9b}. \tag{23}$$

Beispiel. Brücke mit einer Öffnung: Stützweite $l = 8$ m,

$$g = 300 \text{ kg/m}, \qquad p = 600 \text{ kg/m}.$$

$$M_{\max} = (g+p)\frac{l^2}{8} = \frac{900 \cdot 64}{8} = 7200 \text{ kg/m} = 720\,000 \text{ kg/cm},$$

$\frac{b \cdot h^2}{6} = \frac{720\,000}{k}$, $\qquad k = 40$ kg/qcm, weil der Träger ein zusammengesetzter ist.

$$\frac{b \cdot h^2}{6} = \frac{720\,000}{40} = 18\,000 \text{ cm}^3.$$

Es wird $b = 25$ cm gewählt, so muß sein $h = \sqrt{\frac{6 \cdot 18\,000}{25}}$ $\qquad h = 66$ cm.

Der Träger wird aus zwei Balken von je 33 cm Höhe hergestellt, ohne Zwischenraum. Dann ist die Schubkraft am Auflager:

$$T_0 = \frac{3}{2}\frac{Q_0}{h} = \frac{3}{2}\frac{(g+p)l}{2h} = \frac{3 \cdot 900 \cdot 8}{2 \cdot 2 \cdot 66} = 82 \text{ kg/cm}$$

und $\qquad c = \frac{100 \cdot b \cdot e \cdot h}{(g+p)l}, \qquad c = \frac{100 \cdot 25 \cdot 66 \cdot e}{(300+600) \cdot 8}, \qquad c = 23e.$

Mit $e = 3$ cm würde der kleinste für c zu wählende Wert gleich 69 cm sein müssen. Nach der Mitte des Trägers zu darf c größer werden; es wird jedoch empfohlen, den Abstand c der Dübel nicht größer zu wählen als 1,2 m. Die Dübelbreite β am Auflager muß nach Gleichung 23 sein:

$$\beta = \frac{82 \cdot 69}{9 \cdot 25} = \cong 25 \text{ cm}.$$

Abb. 194. Berechnung der Zähne.

Man kann diese Breite dadurch verringern, daß man am Auflager c kleiner als 69 cm wählt.

β) *Verzahnung.* Die Berechnung der Zähne ist ganz entsprechend derjenigen der Dübel vorzunehmen. Tiefe des Zahneingriffs sei e; Zahnlänge sei c, so kommt auf einen Zahn die wagerechte Schubkraft $T \cdot c$ (Abb. 194), und es muß sein:

$$k' = \frac{T \cdot c}{b \cdot e}, \qquad c = \frac{b \cdot e k'}{T} \tag{24}$$

und mit $k' = 80$ kg/qcm:

für 2 Balken übereinander $\quad c = \frac{80 \cdot b \cdot e \cdot 2h}{3Q} = \frac{160 b \cdot e \cdot h}{3Q}$

für 3 Balken übereinander $\quad c = \frac{80 \cdot b \cdot e \cdot 3h}{4Q} = \frac{60 b \cdot e \cdot h}{Q}$ $\qquad$ (25)

Tiefe des Eingriffs wählt man 3 bis 6 cm.

Man kann die verzahnten oder verdübelten Balken auch durch Kopfbänder unterstützen. Eine derartige Anordnung ist in den Abb. 195 bis 200 vorgeführt, zugleich als Beispiel einer Fußwegüberführung über einen Bahneinschnitt.

Abb. 195 bis 200. Fußwegüberführung. M. 1 : 150.

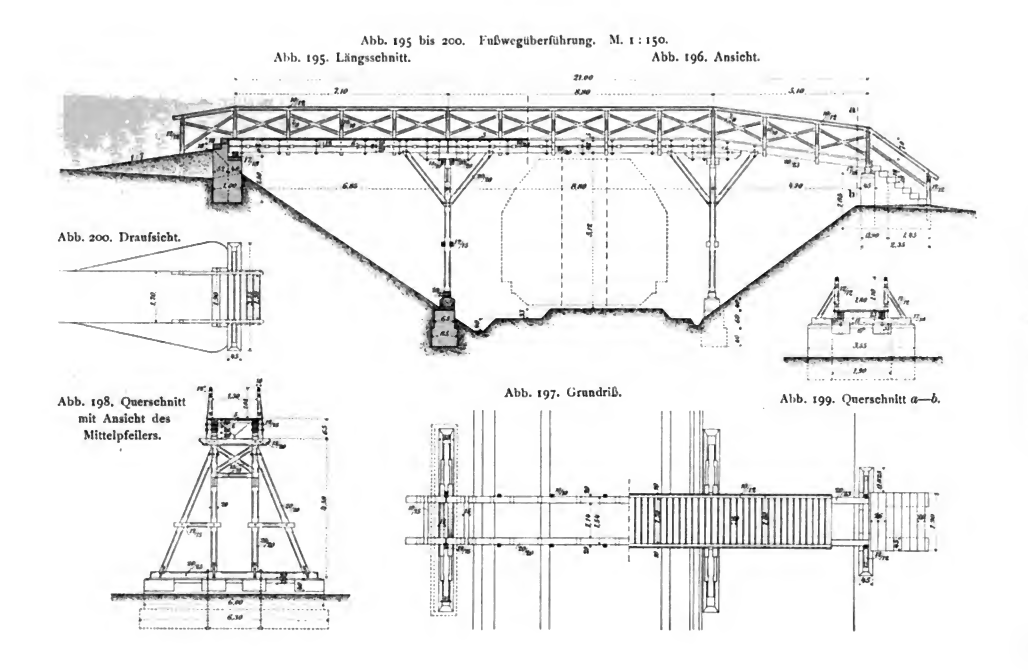


Abb. 195. Längsschnitt. Abb. 196. Ansicht.

Abb. 200. Draufsicht.

Abb. 198. Querschnitt mit Ansicht des Mittelpfeilers.

Abb. 197. Grundriß.

Abb. 199. Querschnitt a—b.

§ 23. Hölzerne Fachwerksbrücken. Infolge der Ausbildung des Eisenbrückenbaues sind größere Fachwerksbrücken aus Holz zu einer Ausnahme geworden; es brauchen deshalb hier nur kleine und mittelgroße Brücken (etwa bis zu 30 m Stützweite) besprochen zu werden. In Betracht kommen:

a) Hängewerksbrücken,
b) Eigentliche Fachwerksbrücken,
c) Sprengwerksbrücken.

a) Die hölzernen Hängewerksbrücken. Die Hauptträger der Brücke sind Hängewerke mit je einer oder zwei Hängesäulen. Jede Hängesäule aus Holz ermöglicht die Anbringung eines Querträgers, der die zwischen den beiden außen angeordneten Hängewerken liegenden Balken (die Längsträger zweiter Ordnung) unterstützt. Die Abb. 202 bis 204 zeigen eine solche Brücke mit zwei Hängesäulen, den angehängten Querbalken und den von diesen getragenen Längs- oder Brückenbalken in Ansicht, Längsschnitt und Querschnitt; Abb. 201 stellt eine Brücke mit einsäuligem Hängewerk in Ansicht dar.

Abb. 201. Hängewerksbrücke mit einer Hängesäule. M. 1 : 180.

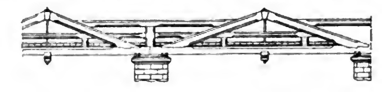


Abb. 202 bis 204. Hängewerksbrücke mit zwei Hängesäulen. M. 1 : 170.
Abb. 202. Ansicht. Abb. 203. Längsschnitt.

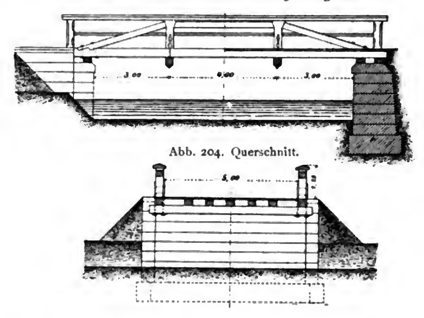


Abb. 204. Querschnitt.

Die **Hängewerke** bestehen aus dem **Hauptbalken** (der unteren Gurtung), den **Streben**, den **Hängesäulen** und bei zweisäuligem Hängewerk auch noch einem **Spannriegel** zwischen den beiden Hängesäulen. Der Winkel der Strebe mit dem Hauptbalken soll nicht zu klein sein, weil sonst der Schub sehr groß wird, den die Strebe auf den Hauptbalken überträgt: als kleinste Größe wird $22\frac{1}{2}$ Grad angegeben. Andererseits empfiehlt sich eine sehr große Höhe des Trägers nicht, weil die seitliche Standfähigkeit der in der Quere nicht ausgesteiften Träger gering ist. — Man wählt die Höhe zu 1,5 m bis höchstens 2 m. Daraus ergibt sich, daß man Hängewerke mit einer Hängesäule für Weiten von 5 bis 7 m anwenden kann; bei größeren Weiten, von 6 bis 9 m, verwendet man zweifache Hängewerke.

Für breite Brücken sind die Hängewerke nicht geeignet, weil die Querträger bei diesen sehr lang, schwer und stark werden, denn die Hängewerksträger können fast stets nur seitlich der Fahrbahn angebracht werden, ein mittlerer Hauptträger würde dem Verkehr hinderlich sein.

Die Balken der Hängewerke, sowie die Streben und die Spannriegel werden aus Holz, die Hängesäulen, welche stets auf Zug beansprucht sind, aus Holz oder Eisen hergestellt. Streben und Spannriegel, welche Druck erleiden, müssen auch genügende

Sicherheit gegen Zerknicken bieten. Sehr wichtig sind die Verbindungen der einzelnen Teile miteinander.

Die Strebe muß mit Balken und Hängesäule so verbunden werden, daß ihre in die Achsenrichtung des Balkens bzw. der Hängesäule fallenden Seitenkräfte sicher übertragen werden können. Die Strebe »schiebt«; es ist deshalb die Verbindung mit Versatzung, einfacher oder doppelter, mit oder ohne Zapfen, zu bewirken; auch wird wohl bei sehr flachem Winkel zwischen Strebe und Balken ein Bolzen durch beide hindurchgezogen, welcher ein Herausspringen der Strebe verhüten soll. Vor Kopf der Strebe muß ein genügend langes Stück Holz verbleiben, so daß nicht ein Abscheren eintreten kann. — Die Hängesäule aus Holz ist einfach oder doppelt. Die Verbindung der einfachen Hängesäule mit den Streben zeigen Abb. 205 u. 206[18]), diejenige mit den Balken Abb. 205, 207 u. 208. Hier muß zur Verbindung Eisen zu Hilfe genommen werden, ein Eisenband in Abb. 207, Eisenbügel mit einem Quereisen in Abb. 208. Eine bessere Verbindung ist möglich, wenn die Hängesäule aus zwei Hölzern besteht: die Hängesäule umfaßt dann die beiden oberen Strebenenden, die stumpf voreinander stoßen (Abb. 209), und unten den Hauptbalken, für den sie angemessen ausgeschnitten wird (Abb. 210). Abb. 211 zeigt einfache Hängesäule

Abb. 205. Einfaches Hängewerk.

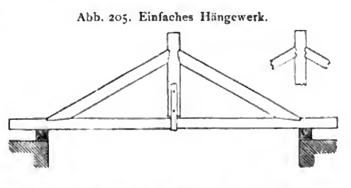


Abb. 206 bis 208. Verbindung der einfachen Hängesäulen mit den Streben und dem Balken.

Abb. 206. Abb. 207. Abb. 208.

Abb. 209 u. 210. Aus zwei Hölzern bestehende Hängesäule.

Abb. 209. Abb. 210.

Abb. 211. Hängesäule mit beiderseitigen Holzlaschen.

mit beiderseitigen Holzlaschen am oberen Ende. Ganz entsprechend können die Verbindungen des zweifachen Hängewerks (Abb. 212) ausgebildet werden: die Hängesäulen sind einteilig oder (besser) zweiteilig.

[18]) Die Abb. 205 bis 213, 216 bis 218, 223 bis 225, 230 bis 235 u. 243 sind dem »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, 3. Aufl., Bd. II, Kap. IV, bearbeitet von Geh. Regierungsrat Prof. Dr. Heinzerling, entnommen.

α) *Berechnung des einfachen Hängewerks* (Abb. 213).

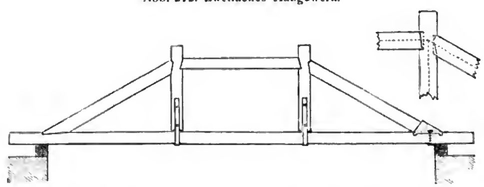
Allgemein ist, wenn die Belastung der Hängesäule mit R, der Winkel der Strebe gegen die Wagerechte mit α bezeichnet wird:

$$\text{die Strebenkraft } S = -\frac{R}{2\cdot\sin\alpha}, \qquad S = -\frac{R\cdot s}{2h}, \tag{26}$$

$$\text{die Zugkraft in dem Hauptbalken } (AB) \text{ ist } Z = \frac{R}{2\,\mathrm{tg}\,\alpha} = \frac{R\cdot l}{2\cdot h\cdot 2} = \frac{R\cdot l}{4h}. \tag{27}$$

Für R ist die größte Belastung einzuführen, welche auf den Lastpunkt D kommen kann. Durch Eigengewicht (g für die Längeneinheit des Hängewerks) ist $R_g = \frac{5}{8} g\cdot l$;

Abb. 212. Zweifaches Hängewerk.



durch gleichmäßig über das Hängewerk verteilte, volle Verkehrslast p für das Meter Hängewerk ist: $R_p = \frac{5}{8} p\cdot l$. Also $R_{(g+p)} = (g+p)\frac{5}{8} l$. — Wenn Einzellasten der Berechnung zugrunde zu legen sind, so ist nach D die schwerste Achse zu legen, die andere Achse möglichst nahe dabei; der Teil der Belastung, welcher auf D entfällt, kann nach dem Hebelgesetz ermittelt werden.

β) *Berechnung des zweifachen Hängewerks* (Abb. 214). Das zweifache Hängewerk in der Form, wie Abb. 212 sie zeigt, ist eine labile Konstruktion bei den Annahmen, welche für die Berechnung gewöhnlich gemacht werden: es fehlt für die Bestimmtheit

Abb. 213. Berechnung des einfachen Hängewerks.

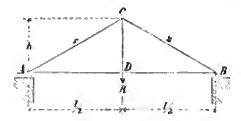
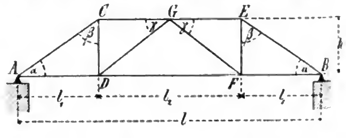


Abb. 214. Berechnung des zweifachen Hängewerks.



wenigstens ein Stab in dem Mittelfelde. Die in Abb. 212 gezeichnete übliche Konstruktion ist im Gleichgewicht streng genommen nur dann, wenn beide Lastpunkte an den Füßen der Hängesäulen gleiche Lasten tragen. Damit die Konstruktion bestimmt werde, wird empfohlen, in das rechteckige Mittelfeld zwei Diagonalen in Bockform einzusetzen, die sich gegen den Balken unten und den Spannriegel oben setzen. Schematisch ist diese Anordnung in Abb. 214 dargestellt. Wenn im Punkt D die Last R, im Punkt F die Last Q wirkt, so ergeben sich folgende Auflagerdrücke und Stabspannungen.

Es sind die Auflagerdrücke:

$$A = R + (Q - R)\frac{l_1}{l}, \qquad B = Q + (R - Q)\frac{l_1}{l}. \tag{28}$$

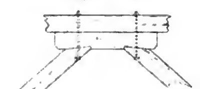
Die Stabspannungen sind in nachstehender Tabelle zusammengestellt.

Tabelle VIII. Stabspannungen eines zweifachen Hängewerks.

	Stab	Spannung		Stab	Spannung
Obere Gurtung	$\overline{AC}$	$O_1 = -\frac{A}{\sin\alpha}$	Untere Gurtung	$\overline{AD}$	$U_1 = +\frac{A}{\operatorname{tg}\alpha} = \frac{A \cdot l_1}{h}$
	$\overline{CG}$	$O_2 = -\frac{A}{\operatorname{tg}\alpha}$		$\overline{DF}$	$U_2 = +\frac{A \cdot l}{2h} - \frac{R \cdot l_2}{2h}$
	$\overline{GE}$	$O_3 = -\frac{B}{\operatorname{tg}\alpha}$		$\overline{BF}$	$U_3 = +\frac{B \cdot l_1}{h}$
	$\overline{EB}$	$O_4 = -\frac{B}{\sin\alpha}$			
Hängesäulen	$\overline{CD}$	$V_1 = A$	Diagonalen	$\overline{DG}$	$Y_1 = -(Q-R)\frac{l_1 \cdot d}{l \cdot h}$
	$\overline{EF}$	$V_2 = B$		$\overline{GF}$	$Y_2 = (R-Q)\frac{l_1 \cdot d}{l \cdot h}$

In dem Ausdruck für Y_1 und Y_2 bedeutet d die Länge der Diagonale. Die beiden Streben werden an ihrem oberen Ende zusammengeführt, entweder so, daß sie sich gegen ein zwischengesetztes Stück (Hirnholz gegen Hirnholz) setzen, oder nach Abb. 215, gegen ein unter den Spannriegel gelegtes Holz mit Versatzung. Im ersteren Fall empfiehlt es sich, zwischen die Hirnholzenden Zinkbleche einzulegen.

Abb. 215. Versatzen der Streben in ein unter den Spannriegel gelegtes Holz.



b) Eigentliche Fachwerksbrücken. Es sind hauptsächlich die sog. HOWEschen Träger von praktischer Bedeutung. Diese Träger sind Fachwerksträger mit parallelen Gurtungen, Pfosten und Diagonalen. Die Pfosten werden als stets auf Zug beanspruchte Stäbe aus Eisen, gewöhnlich aus Rundeisen, hergestellt (doch ist die Verwendung von Holzpfosten, wie Abb. 216 u. 217 zeigen, nicht ausgeschlossen), die Diagonalen meistens in allen Feldern als gekreuzte, obgleich in den beiderseitigen Endfeldern nur einfache Diagonalen erforderlich sind. Da die Holzkonstruktionen in ihren Verbindungen wenig widerstandsfähig gegen Zug sind, die Verbindungen gedrückter Stäbe sich aber sehr gut herstellen lassen, so werden die Diagonalen als Druckstäbe, d. h. nach der Trägermitte steigend, angeordnet. In den mittleren Feldern, in denen die erwähnten Diagonalen unter Umständen Zug erhalten könnten, ordnet man Gegendiagonalen an, welche auf Druck beansprucht und wirksam werden, wenn die Hauptdiagonalen Zug erhalten würden und deshalb versagen. Wenn an den Auflagern Pfosten verwendet werden, so sind diese aus Holz herzustellen; die Auflagerpfosten können aber, wie die Abb. 219 u. 220, S. 156 zeigen, fortgelassen werden. Die Konstruktion weist demnach Gurtungen, Diagonalen und Auflagerpfosten aus Holz, die übrigen Pfosten aus Eisen auf. Die Auflagerpfosten erhalten stets Druck, müssen deshalb aus Holz hergestellt werden.

Abb. 216 bis 218 zeigen eine in den westlichen Staaten von Nordamerika übliche Anordnung des HOWEschen Trägers in konstruktiver Durchführung. — Die Höhe der Träger ist etwa $\frac{1}{8}$ bis $\frac{1}{10}$ der Stützweite; der Neigungswinkel der Diagonalen gegen die Wagerechte beträgt 45° bis 60°. Die Gurtungen werden aus mehreren nebeneinander gelegten Balken gebildet, zwei, drei, auch wohl vier. Es wird empfohlen, die Gurtung

durchweg, im ganzen Träger, gleich stark mit demjenigen Querschnitt herzustellen, der an der stärkst beanspruchten Stelle erforderlich ist, die Stöße der Gurthölzer dann aber an Stellen zu verlegen, für welche der Querschnitt viel stärker ist, als nötig. Man stoße

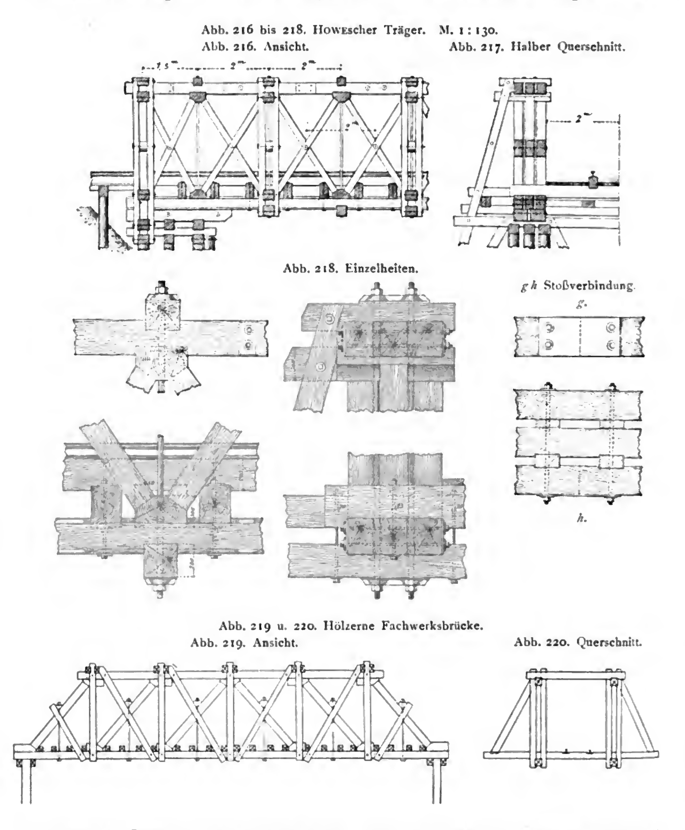


Abb. 216 bis 218. Howescher Träger. M. 1 : 130.
Abb. 216. Ansicht. Abb. 217. Halber Querschnitt.

Abb. 218. Einzelheiten.

g h Stoßverbindung.

Abb. 219 u. 220. Hölzerne Fachwerksbrücke.
Abb. 219. Ansicht. Abb. 220. Querschnitt.

an derselben Stelle nur immer einen Balken, dann bleibt selbst im Zuggurt immer noch reichlich Querschnittsfläche am Stoße wirksam. Natürlich muß man die nebeneinander liegenden Balken der Gurtung gut miteinander verbinden. — Die Gegendiagonalen gehen zwischen den Hauptdiagonalen durch und werden mit diesen an den Kreuzungsstellen nach Bedarf überschnitten. Wenn die Gurtungen aus drei Balken bestehen, so bildet

man auch die Hauptdiagonalen aus drei Hölzern, die Gegendiagonalen aus zwei Hölzern. Alsdann besteht der Pfosten aus zwei Rundeisen, welche zwischen den Balken der Gurtungen liegen. Die Rundeisen erhalten oben und unten Muttern und gemeinsame gußeiserne Unterlagsplatten. Die Streben setzen sich gegen querliegende eichene Stemmklötze (Abb. 216 u. 218), welche in die Gurtbalken 2,5 bis 3 cm tief eingelassen sind. Statt der Stemmklötze hat man auch gußeiserne Schuhe verwendet. Für die Stemmklötze spricht, daß sie billiger und leichter als die gußeisernen Schuhe sind und sich in den Ausführungen bewährt haben. Sie können deshalb unbedenklich angewendet werden. Wenn die Höhe der Träger hierfür genügt, ist eine obere Querverbindung anzuordnen, so, daß der Lichtraum für die Durchfahrt nicht beeinträchtigt wird.

Abb. 219 u. 220 zeigen eine nach Art der HOWEschen Träger, aber mit Holzpfosten hergestellte Transportbrücke, welche beim Bau der Eisenbahnbrücke über den Rhein zwischen Mainz und Wiesbaden verwendet wurde.

Berechnung. Die Stabspannungen werden nach den für die Fachwerksträger (Parallelträger) geltenden Verfahren berechnet, worauf hier nicht eingegangen zu werden braucht. Die Bestimmung der Querschnitte auf Grund der gefundenen größten Stabkräfte erfolgt bei den gezogenen Stäben nach der Formel:

$$F_{qcm} \geqq \frac{P_{max}}{k}, \tag{29}$$

in welchem Ausdruck P die größte Stabkraft, k die zulässige Inanspruchnahme für das Quadratzentimeter, F die Querschnittsfläche in Quadratzentimetern bedeutet. k kann zu 60 kg bei Nadelholz, 80 kg bei Eichenholz eingeführt werden. — Bei den gedrückten Stäben kommt dieselbe Gleichung für die Ermittelung von F zur Anwendung: außerdem muß aber auch die erforderliche Sicherheit gegen Zerknicken vorhanden sein. Nennt man das kleinste Trägheitsmoment der Querschnittsfläche für eine Schwerpunktsachse: J_{min}, die Stablänge λ, so muß sein

$$J_{min} = 80\, P_{Ton} \cdot \lambda_m^2 \cdot \tag{30}$$

J_{min} wird in cm⁴ erhalten; P_t bedeutet, daß P in Tonnen, λ_m bedeutet, daß λ in Metern eingesetzt werden soll.

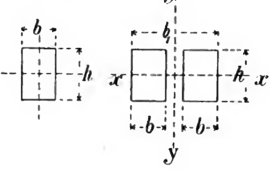
Bei den Diagonalen ist der Querschnitt ein Rechteck, oder er setzt sich aus mehreren Rechtecken zusammen. Wenn $b < h$ ist, so ist für das Rechteck:

$$J_{min} = \frac{h \cdot b^3}{12} \text{ (Abb. 221).}$$

Für den aus zwei Rechtecken mit Zwischenraum von der Breite δ bestehenden Querschnitt findet in der Regel J_{min} für die X-Achse statt, und es ist:

$$J_x = 2\,\frac{b \cdot h^3}{12} \text{ (Abb. 222).}$$

Abb. 221 u. 222. Berechnung der Querschnitte.
Abb. 221. Abb. 222.



Beispiel. Sei $\lambda = 4$ m, $P = 16$ Tonnen; so muß sein:

$$J_{min} = 80 \cdot 16 \cdot 16 = 20480 \text{ cm}^4.$$

Mit $b = 20$ cm muß sein

$$\frac{h \cdot b^3}{12} = 20480 \text{ cm}^4,$$

also

$$h = \frac{20480 \cdot 12}{8000} = \sim 31 \text{ cm}.$$

Der Druck $P = 16000$ kg allein hätte nur einen Querschnitt $F = \frac{16000}{60} = 266$ qcm verlangt; wegen der Gefahr des Ausknickens muß die Querschnittsfläche

$$= b \cdot h = 20 \cdot 31 = 620 \text{ qcm}$$

sein. Bei der oberen Gurtung ist die Entscheidung schwierig, welche Weite man als freie Knicklänge rechnen solle. Wenn die oberen Gurtungen der beiden Hauptträger nicht durch Querriegel miteinander verbunden werden können — was bei Trägern mit unten liegender Fahrbahn nur möglich ist bei einer Trägerhöhe von wenigstens 4 m —, so muß man die oberen Knotenpunkte gegen seitliches Ausbiegen durch kräftige Querversteifungen schützen, wie Abb. 217 zeigt. Dann kann man den Abstand dieser Aussteifungen für Ausknicken aus der Trägerebene als Knicklänge einführen. Für diesen Fall ist J_y maßgebend (Abb. 222), und es ist für den Querschnitt der Abb. 222 mit Zwischenraum von Breite $= \delta$ cm:

$$J_y = \frac{h}{12}(b_1^3 - \delta^3).$$

Die Balken, welche gemeinsam die Gurtung bilden, müssen gut durch Schrauben und zwischengelegte Klötze verbunden werden, damit sie wie ein Ganzes wirken. Abstand der Bolzen kann zu 60 bis 80 cm gewählt werden.

Beispiel. Sei $P = 40000$ kg $= 40$ t, $\lambda = 4$ m, so muß sein:

$$\text{Querschnittsfläche: } F \geqq \frac{40000}{60}; \quad F \geqq 6679 \text{ qcm.}$$

Ferner muß sein: $$J_{min} = 80 \cdot 40 \cdot 4^2 = 51\,200 \text{ cm}^4.$$

Wählt man zwei Balken von der Breite b, Höhe h, Zwischenraum δ, so ist:

$$J_y = \frac{h}{12}(b_1^3 - \delta^3). \quad \text{Sei } h = 24 \text{ cm}, \ \delta = 5 \text{ cm},$$

so heißt die Bedingungsgleichung für b_1:

$$\frac{24}{12}(b_1^3 - 125) = 51\,200. \quad b_1 = \sim 30 \text{ cm}; \quad b = 1{,}25 \text{ cm.}$$

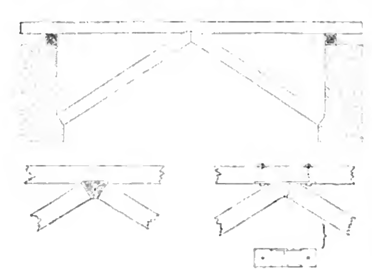
Es würde ein Querschnitt erforderlich sein mit Rücksicht auf Knicksicherheit:

$$2 \cdot 12{,}5 \cdot 24 = 600 \text{ qcm,}$$

mit Rücksicht auf Druck von 667 qcm.

Es muß also hier der Querschnitt noch wenigstens so weit vergrößert werden, daß die Querschnittsfläche 677 qcm beträgt. Wir wählen $F = 2 \cdot 24 \cdot 15 = 720$ qcm.

Abb. 223. Einfaches Sprengwerk.



c) Sprengwerksbrücken. Die für eine größere Weite ohne Unterstützung nicht genügend tragfähigen Balken erhalten die nötige Verstärkung durch Sprengwerke: man unterscheidet einfache Sprengwerke mit einem mittleren Stützpunkt (Abb. 223), doppelte Sprengwerke (Abb. 224) mit zwei mittleren Stützpunkten. Die einfachen Sprengwerke bestehen aus dem Balken und zwei Streben, die doppelten Sprengwerke haben außerdem noch zwischen den Streben einen Spannriegel. Das Sprengwerk wird meistens unter die Fahrbahn gelegt; man kann

aber auch die Konstruktion der Abb. 225 als ein Sprengwerk auffassen, bzw. als eine zwischen Hängewerk und Sprengwerk in der Mitte stehende Anordnung. — Die Sprengwerke üben bei lotrechten Belastungen schiefe Drücke auf die Auflager (Kämpfer genannt) aus; damit diese Drücke nicht zu ungünstig wirken, wähle man den Winkel der Streben gegen die Wagerechte nicht zu klein, womöglich nicht kleiner als 30°. Balken, Spannriegel und Streben werden aus je einem Holze hergestellt; bei der Verbindung von Strebe und Spannriegel wie auch von Strebe und Strebe läßt man Hirnholz sich vor Hirnholz setzen und legt zweckmäßig zwischen beide Teile Zinkbleche.

Abb. 224. Doppeltes Sprengwerk.

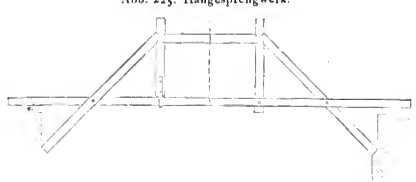


Abb. 225. Hängesprengwerk.

α) *Berechnung des einfachen Sprengwerks* (Abb. 226, S. 160). Die Belastung des mittleren Stützpunktes des Balkens sei P, die ganze Stützweite sei l, der Winkel der Streben mit der Wagerechten sei α, so ist die Strebenkraft bei der Strebenlänge s:

$$S = -\frac{P}{2\sin\alpha} = -\frac{P\cdot s}{2h}. \tag{31}$$

P hat seinen größten Wert bei voller Belastung p für die Längeneinheit. Betrachtet man den Balken als durchlaufenden, so ist die Last:

$$P = \frac{5p\cdot l}{8},$$

also:

$$S_{p\max} = -\frac{5}{8}\cdot\frac{p\cdot l\cdot s}{2h} = -\frac{5}{16}\cdot\frac{p\cdot l\cdot s}{h}. \tag{32}$$

Durch Eigengewicht g für das laufende Meter des Sprengwerks ist:

$$S_g = -\frac{5}{16}\cdot\frac{g\cdot l\cdot s}{h}. \tag{33}$$

Bei Belastung durch Einzellasten wird es meistens genügen, eine sehr schwere Achse über dem mittleren Knotenpunkt anzunehmen, in welchem sich die beiden Streben treffen. Dann ist P gleich dieser Last (G_1) einzuführen. Kann außerdem noch eine weitere Last G_2 auf der Konstruktion liegen (siehe die in Abb. 226 punktierten Lasten), so ist

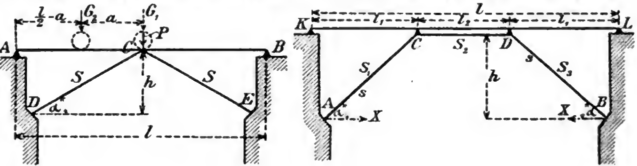
$$P = G_1 + G_2\frac{\left(\frac{l}{2} - a\right)}{\frac{l}{2}} = G_1 + G_2 - G_2\frac{2a}{l}$$

einzuführen. — Der Balken AB des Sprengwerks kann als kontinuierlicher Balken berechnet werden. Das Größtmoment am mittleren Stützpunkt ist

$$M_{\max} = -(g+p)\frac{\left(\frac{l}{2}\right)^2}{8} = -\frac{(g+p)l^2}{32}.$$

3) *Berechnung des doppelten Sprengwerks* (Abb. 227). Das doppelte Sprengwerk ist, soweit das eigentliche Sprengwerk in Betracht kommt, nur so lange Gleichgewichtsform, wie die Belastungen der beiden Knotenpunkte C und D gleich groß sind. Falls die Belastung der Punkte C und D verschieden groß ist, so zerlegt sich diese an jedem der Punkte in zwei Teile: der eine Teil wird vom Sprengwerk getragen, der andere Teil wird durch den Balken $KCDL$ getragen. Die Verteilung erfolgt nach

Abb. 226. Berechnung des einfachen Sprengwerks. Abb. 227. Berechnung des doppelten Sprengwerks.



dem Elastizitätsgesetz so, daß die Senkung jedes der beiden Punkte C und D, welche durch die Formänderung des Sprengwerks hervorgerufen wird, dieselbe Größe hat wie diejenige, welche durch die Formänderung des Balkens $KCDL$ verursacht wird. Bei dieser Berechnung kann man vereinfachende Annahmen machen. Mit solchen Annahmen erhält man, wenn $l_1 = l_2 = \frac{l}{3}$ gesetzt und die wagerechte Seitenkraft der Strebenkraft mit X bezeichnet wird, das Folgende:

Bei gleichmäßig verteilter Verkehrslast p für das laufende Meter ist:

$$X_{p\,\max} = \frac{p \cdot l}{3\,\mathrm{tg}\,\alpha} = \frac{p \cdot l^2}{9 \cdot h}, \qquad (34)$$

$$S_1 = -\frac{X}{\cos\alpha} = S_3, \quad S_2 = -X, \qquad (35)$$

$$S_{1 \cdot p\,\max} = -\frac{p \cdot l}{3\sin\alpha} = S_{3 \cdot p\,\max}, \qquad (36)$$

$$S_{2\,p\,\max} = -\frac{p \cdot l}{3\,\mathrm{tg}\,\alpha} = -\frac{p \cdot l^2}{9 \cdot h}. \qquad (37)$$

Der Balken $KCDL$ wird am Querschnitt C durch das größte positive Moment beansprucht, wenn die Last p für das laufende Meter die Strecke KC und die Strecke CD bis zur Mitte zwischen C und D, von C aus, belastet. Diese Belastung ruft am Querschnitt D das größte negative Moment hervor. Man erhält:

$$\left.\begin{aligned} M_{C \cdot p\,\max} &= \frac{p \cdot l^2}{72} = \frac{p \cdot l_1^2}{8} \\ M_{D \cdot p\,\min} &= -\frac{p \cdot l^2}{72} = -\frac{p \cdot l_1^2}{8}. \end{aligned}\right\}. \qquad (38)$$

Die Belastung des ganzen Trägers mit p für die Längeneinheit ruft kein Moment bei C und D hervor; ebensowenig die Belastung durch das gleichmäßig den ganzen Träger belastende Eigengewicht g für die Längeneinheit. Eine Einzellast P im Punkte C ruft im Querschnitt C das Moment hervor:

$$M_C = \frac{P \cdot l}{18}, \tag{39}$$

im Querschnitt D das Moment:

$$M_D = -\frac{P \cdot l}{18}. \tag{40}$$

Die Ergebnisse sind in nachstehender Tabelle zusammengestellt:

Tabelle IX. Bei einem doppelten Sprengwerk auftretende Kräfte und Momente.

	Belastung des ganzen Trägers mit Verkehrslast p für das laufende Meter Träger	Belastung des ganzen Trägers mit Eigengewicht g für das laufende Meter Träger	Einseitige Belastung p links der Mitte	Einseitige Belastung p rechts der Mitte	Einzellast P in Punkt C	Einzellast P in Punkt D
Strebenkraft in AC bzw. $\overline{BD}$	$-\frac{p \cdot l}{3 \sin \alpha}$	$-\frac{g \cdot l}{3 \sin \alpha}$	—	—	$-\frac{P}{2 \sin \alpha}$	$-\frac{P}{2 \sin \alpha}$
Kraft im Spannriegel $\overline{CD}$	$-\frac{p \cdot l^2}{9h} = -\frac{p \cdot l}{3 \operatorname{tg} \alpha}$	$-\frac{g \cdot l^2}{9h} = -\frac{g \cdot l}{3 \operatorname{tg} \alpha}$	—	—	$-\frac{P}{2 \operatorname{tg} \alpha}$	$-\frac{P}{2 \operatorname{tg} \alpha}$
Moment im Querschnitt C des Balkens $KCDL$	o	o	$M_C = +\frac{p \cdot l^2}{72}$	$M_C = -\frac{p \cdot l^2}{72}$	$M_C = +\frac{P \cdot l}{18}$	$M_C = -\frac{P \cdot l}{18}$
Moment im Querschnitt D des Balkens $KCDL$	o	o	$M_D = -\frac{p \cdot l^2}{72}$	$M_D = +\frac{p \cdot l^2}{72}$	$M_D = -\frac{P \cdot l}{18}$	$M_D = +\frac{P \cdot l}{18}$

Beispiel. Eine Sprengwerksbrücke habe folgende Abmessungen: $l = 15$ m, $l_1 = l_2 = 5$ m, $h = 3{,}0$ m, also $\operatorname{tg} \alpha = 0{,}6$, $\sin \alpha = 0{,}514$. Abstand der Sprengwerke voneinander in der Richtung der Brückenbreite sei $= 1{,}6$ m. Das Eigengewicht für das Quadratmeter Grundfläche ist $= 0{,}4$ t, die gleichmäßig verteilte Verkehrslast $= 0{,}68$ t. Mithin ist für das laufende Meter des Sprengwerkträgers:

$$g = 1{,}6 \cdot 0{,}4 \;= 0{,}64 \text{ t} \sim 0{,}65 \text{ t},$$
$$p = 1{,}6 \cdot 0{,}68 = 1{,}1 \text{ t}.$$

Aus der Tabelle erhält man:

$X_g = -\frac{0{,}65 \cdot 15}{3 \cdot 0{,}6} = -5{,}4$ t, $X_{p_{max}} = -\frac{1{,}1 \cdot 15}{3 \cdot 0{,}6} = -9{,}2$ t, $S_{1 \cdot g} = -\frac{0{,}65 \cdot 15}{3 \cdot 0{,}514} = -6{,}3$ t, $S_{1 \cdot p_{max}} = -\frac{1{,}1 \cdot 15}{3 \cdot 0{,}514} = -10{,}7$ t, $M_{C \cdot p} = -M_{D \cdot p} = \frac{1{,}1 \cdot 15^2}{72} = 3{,}44$ t/m. Für Größtbelastung $P = 4{,}5$ t in C (bzw. D), mit Belastung entsprechend Abb. 226, wird: $M_{C_{max}} = -M_{D_{max}} = \frac{4{,}5 \cdot 15}{18} = 3{,}75$ t/m. Der Balken $KCDL$ muß also einen Querschnitt erhalten, der sich ergibt aus $\frac{b \cdot h^2}{6} = \frac{375\,000}{80} = 4700 \text{ cm}^3$. Mit $b = 24$ cm muß sein $h = 34$ cm.

γ) *Die Konstruktion der Sprengwerke.* Die Streben und Spannriegel müssen als gedrückte Stäbe, mit Rücksicht auf Widerstand gegen Zerknicken, konstruiert werden; nach allen Richtungen gleichmäßig widerstandsfähig ist der quadratische Querschnitt, der für diese Stäbe empfohlen wird. Es muß sein:

$$J_{\min} \geqq 80 \cdot S_T \cdot s_m^2,$$
$$F_{qcm} \geqq \frac{S_T \cdot 1000}{80}. \qquad (41)$$

$J_{\min}$ wird in cm^4, F in cm^2 erhalten. Man bestimme zuerst $F_{qcm} = d^2$, daraus die Seitenlänge d des quadratischen Querschnitts und untersuche dann, ob der Querschnitt das nach obiger Gleichung erforderliche Trägheitsmoment $J_{\min} = \frac{d^4}{12}$ hat. — Streben und Spannriegel werden entweder stumpf voreinander gesetzt, Hirnholz gegen Hirnholz, mit Zinkblech zwischen beiden und beiderseits aufgelegten Laschen aus Eisenblech (8 bis 10 mm stark) (Abb. 228), oder man bringt zwischen beide einen gußeisernen Schuh.

Die Strebenfüße setzen sich gegen das Mauerwerk, und zwar gegen Quadern oder in gußeiserne Schuhe; man muß Sorge tragen, daß nicht Wasser am Strebenfuße sich ansammeln und stehen bleiben kann. Wenn sich die Strebenfüße gegen hölzerne Zwischenpfeiler oder Pfosten setzen, so ordnet man Versatzung, oder gußeiserne Schuhe, oder Querhölzer (Abb. 229) an, die durch Knaggen gesichert sind.

Abb. 228. Verbindung der Streben mit dem Spannriegel.

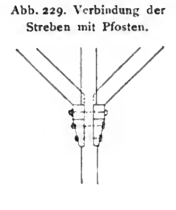


Abb. 229. Verbindung der Streben mit Pfosten.

Die gesamte Anordnung einer Sprengwerksbrücke ist in Ansicht, Grundriß, Längs- und Querschnitten durch Abb. 230 bis 235 vorgeführt in einer vielfach ausgeführten Konstruktionsweise. — Die über den Sprengwerken parallel den Spannriegeln verlaufenden Balken, welche nach vorstehender Berechnung einen Teil der Lasten aufnehmen müssen, werden vielfach mit dem Spannriegel durch Dübel und Schrauben verbunden. Diese Balken werden auch wohl von den Pfeilern aus noch durch Sattelhölzer und strebenartige Kopfbänder unterstützt (Abb. 230 u. 231). — Um ein Ausbiegen der Streben aus der Ebene des Sprengwerks zu verhüten, versteift man die Sprengwerke durch geneigt gestellte Doppelzangen, welche Streben und Brückenbalken miteinander verbinden, und ferner noch durch quer zur Brückenachse angeordnete Hölzer, welche die vorerwähnten Zangen umfassen. Auch die Verbindungsstelle von Strebe und Spannriegel sichert man (s. Abb. 230 u. 231) durch kurze Doppelzangen. — Klarer wird die Konstruktion, wenn man die Brückenbalken mit den Spannriegeln nicht verbindet, sondern auf besondern, über den beiden Knotenpunkten des Sprengwerks angeordneten Querbalken auflagert (vgl. Abb. 228). Diese Querbalken können dann auch Straßenbalken aufnehmen, welche zwischen den durch die Sprengwerke unmittelbar unterstützten Balken liegen. Sicherung gegen Ausknicken der Ecke aus der Kraftebene ist vorzunehmen. Wenn die Zahl der Straßenbalken größer ist als diejenige der Sprengwerke, so ist diese Anordnung erforderlich. Dann lege man in die Ebene jeden Sprengwerks einen Straßenbalken, welcher die früher berechneten Momente aufzunehmen hat, und zwischen je zwei Sprengwerke einen oder mehrere weitere Staßenbalken.

Abb. 230 bis 235. Sprengwerksbrücke. M. 1 : 300.

Abb. 230. Ansicht. Abb. 231. Längsschnitt.

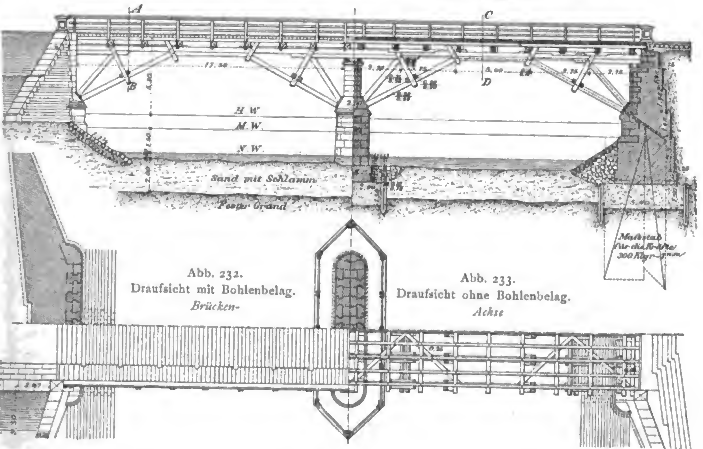


Abb. 232. Draufsicht mit Bohlenbelag.

Abb. 233. Draufsicht ohne Bohlenbelag.

Abb. 234. Querschnitt nach *AB*.

Abb. 235. Querschnitt nach *CD*.

Maßangaben. Nach HEINZERLING, Handbuch d. Ing.-Wissensch., Brückenbau, kann man den Abstand der Sprengwerke in Richtung der Brückenbreite annehmen:
bei Straßenbrücken zu 2,0 m bis 2,5 m,
bei Eisenbahnbrücken zu 1,5 m bis 2,0 m.

Demnach sind bei 5 bis 7,5 m breiten Straßenbrücken 3 bis 5 Sprengwerke, bei 4 bis 7,5 m breiten Eisenbahnbrücken 3 bis 5 Sprengwerke zu wählen.

Die Entfernung l_1, l_2 der Knotenpunkte (vgl. Abb. 227) kann man zu 3 bis 5 m annehmen, man reicht also mit einem

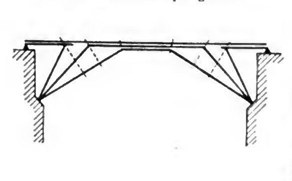


Abb. 236. Mehrfache Sprengwerke.

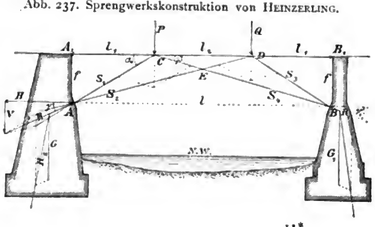


Abb. 237. Sprengwerkskonstruktion von HEINZERLING.

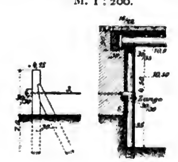
doppelten Sprengwerk aus bis zu etwa 15 m Weite. Bei größeren Weiten hat man wohl mehrfache Sprengwerke verwendet nach Abb. 236. Diese Konstruktion ist nicht empfehlenswert: die Kräftewirkung ist unklar, die Streben für das mittlere Sprengwerk werden sehr flach und lang.

Auf die in Abb. 237 schematisch vorgeführte, von HEINZERLING vorgeschlagene statisch bestimmte Sprengwerkskonstruktion braucht nach dem Vorstehenden nur hingewiesen zu werden; sie ist ohne weiteres verständlich.

Die Endpfeiler der Sprengwerksbrücken müssen den auf sie vom Sprengwerk übertragenen schiefen Auflagerdrücken gewachsen sein. Die graphische Untersuchung eines solchen Pfeilers mit und ohne Erddruck zeigt die Abb. 231, S. 163.

§ 24. Die hölzernen Pfeiler. Bei Holzüberbauten können sowohl für die Endpfeiler, wie für die Mittelpfeiler Holzkonstruktionen verwendet werden. Die hölzernen Endpfeiler sind Bohlwerke (Abb. 238); sie bestehen aus eingerammten Rundholzpfählen, die oben durch einen Holm miteinander verbunden sind, welcher den Balkenenden Auflager gewährt. Hinten sind die Pfähle mit Bohlen verkleidet. Die Widerstandsfähigkeit der Bohlenwerke gegen Faulen und gegen den Erddruck ist gering; letztere vergrößert man durch Verankerung nach hinten mittels eingesetzter und verstrebter Pfähle, wie in Abb. 238 angegeben ist. — Hölzerne Endpfeiler sind wegen ihrer raschen Vergänglichkeit wenig empfehlenswert.

Abb. 238. Hölzerner Endpfeiler. M. 1 : 200.



Die hölzernen Mittelpfeiler sollen den Balken der Überbauten die mittleren Stützpunkte bieten. Bei loser Verbindung des Überbaues mit dem Pfeiler, wie sie bei einfachen und mit Sattelhölzern versehenen Balken angenommen werden kann, brauchen die Holzpfeiler nur lotrechte Kräfte von den Überbauten aufzunehmen und nach dem Erdboden zu übertragen. Dann brauchen sie nur widerstandsfähig gegen Druck und Zerknicken konstruiert zu werden. Wenn aber Pfeiler und Überbau fest miteinander verbunden sind, so müssen die Pfeiler Biegungsmomente aufnehmen. Als feste Verbindung in diesem Sinne kann man diejenige Anordnung betrachten, bei welcher die Überbauten mit Sattelhölzern und Kopfbändern oder Streben verstärkt sind, falls letztere sich gegen die Pfeiler setzen. Wenn die beiden an den Pfeiler grenzenden Öffnungen ungleich belastet sind — ungünstigenfalls diejenige an der einen Seite voll mit Verkehrslast, diejenige an der andern Seite aber gar nicht —, so wird der Holzpfeiler stark auf Biegung beansprucht. Außerdem muß er auch die lotrechten Lasten aufnehmen.

Bei kleinen Brücken sind gewöhnlich keine Kopfbänder oder Streben verwendet; dann braucht man nur auf die lotrechten Auflagerdrücke Rücksicht zu nehmen. Wenn aber bei größeren Weiten Kopfbänder und Streben angeordnet werden, muß man die Holzpfeiler widerstandsfähig gegen die Momente konstruieren, d. h. aus zwei miteinander zu einem räumlichen Pfeiler verbundenen Wänden herstellen. Ein Holzjoch, welches nur aus einer Reihe von Pfählen besteht, setzt den Momenten geringen Widerstand entgegen.

Die hölzernen Mittelpfeiler sind demnach:

a) Pfeiler mit einer Pfahlreihe, einem Pfahljoche,
b) Pfeiler mit mehreren, gewöhnlich zwei Pfahlreihen.

Ferner unterscheidet man:

durchgehende Pfahljoche,
aufgesetzte Pfahljoche.

Die durchgehenden Pfahljoche weisen von unten nach oben durchgehende Pfähle auf; sie sind nur möglich bei nicht allzu hohen Jochen, weil nur bei diesen die zur Verfügung stehenden Pfähle genügend lang sind. Man kann etwa bis zu 7 m hohe Joche mit durchgehenden Pfählen ausführen. Die aufgesetzten Pfahljoche werden aber hauptsächlich auch deshalb verwendet, weil die im wechselnden Wasser befindlichen Holzteile rasch durch Faulen zerstört werden, wähernd das im ewigen Wasser, also unter Niedrigwasser befindliche Holz außerordentlich lange Dauer zeigt. Man führte deshalb das Joch vielfach aus dem Grundjoch, dessen Teile unter Umständen unter Niedrigwasser liegen, und dem Hauptjoch oder Oberjoch aus, welches im wechselnden Wasser ist und von Zeit zu Zeit erneuert werden muß.

a) Pfeiler mit einer Pfahlreihe.

α) *Durchgehende Pfahljoche.* Das ganze Joch muß eine Wand bilden, welche imstande ist, sowohl lotrechte wie wagerechte, normal zur Brückenachse wirkende Kräfte in den Erdboden zu leiten. Man muß der Wand eine obere und eine untere Gurtung geben, außerdem Diagonalen. Die Abbildungen zeigen die Anordnungen schematisch: Abb. 239 für mittelhohes und mittelbreites Joch, Abb. 240 für sehr breites Joch, Abb. 241 für hohes und schmales Joch. Die beiden Pfähle vorn und hinten werden

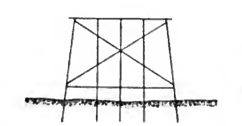


Abb. 239. Mittelhohes und mittelbreites durchgehendes Pfahljoch.

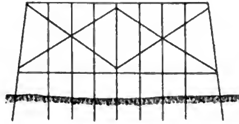


Abb. 240. Sehr breites durchgehendes Pfahljoch.

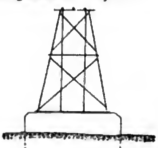


Abb. 241. Hohes und schmales durchgehendes Pfahljoch.

zweckmäßig mit Anzug, 1 : 8 und mehr, eingerammt, die obere Gurtung des Joches ist meistens ein Holm, in welchen die Pfähle eingezapft (8 bis 10 cm tief) und mit dem sie durch Holznägel verbunden werden; die untere Gurtung wird durch beiderseits an die Pfähle gelegte Zangen gebildet. Auch für die obere Gurtung sind Doppelzangen den Holmen vorzuziehen. Sie sind leichter anzubringen und ermöglichen eine bessere Verbindung mit den Pfahlköpfen, als die Holme, bei denen man auf die Zapfen und Holznägel angewiesen ist.

Die Diagonalen sollen nicht zu steil und nicht zu flach sein, weil sie sonst wenig wirken. Der Winkel mit der lotrechten und wagerechten Richtung soll nicht kleiner als etwa 30° sein. Die Diagonalen werden aus hochkant gestellten Bohlen gebildet und »Schwerter« genannt. Jede Diagonale wird mit jedem Pfahl durch einen Schraubenbolzen verbunden; die Rundpfähle werden an den Befestigungsstellen der Diagonalen wie auch der Zangen entsprechend eingeschnitten. Damit die Schwerter einander nicht im Wege sind, ordnet man das eine Schwert an der einen, das zugehörige an der andern Seite der Jochwand an. Bei breiten, niedrigen Jochen ordnet man zwei Paar Schwerter nebeneinander an (vgl. Abb. 240), weil sonst die Schwerter zu flach würden; bei hohen, schmalen Pfeilern zwei Paar Schwerter übereinander, weil sonst die Schwerter zu steil

liegen würden (s. Abb. 241). Das die untere Gurtung bildende Zangenpaar wird zweckmäßig in Höhe des Niedrigwassers gelegt.

β) *Aufgesetzte Pfahljoche.* Das Grundjoch ist entweder aus Holz hergestellt — bei Flüssen —, oder es wird durch einen gemauerten Pfeiler ersetzt; letztere Anordnung ist häufig und empfehlenswert bei Jochen, die nicht im Wasser stehen, z. B. bei Überführungen von Wegen über Eisenbahnen u. dgl.

Bei aufgesetzten Pfahljochen mit hölzernem Grundjoch bildet die Verbindung zwischen Ober- und Grundjoch eine sehr schwache Stelle. Sie hat den Auftrieb, Angriffe durch Eisgang, unter Umständen auch Momente aufzunehmen. Eine recht gute Verbindung ist in Abb. 242 dargestellt (Efterlödbrücke in Schweden aus Handbuch der Baukunde, Abt. III, Heft 4. Berlin 1892).

Abb. 242. Aufgesetztes Pfahljoch.

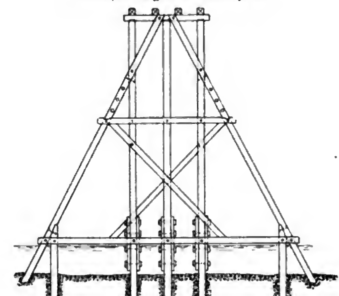
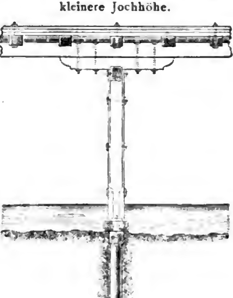


Abb. 243. Aufgesetztes Pfahljoch für kleinere Jochhöhe.



Jeder Pfahl des Oberjoches ist mit dem entsprechenden des Unterjoches durch eine Doppellasche aus Holz verbunden, die mit Schraubenbolzen an den Pfählen befestigt ist. Für kleinere Jochhöhe kann die in Abb. 243 dargestellte Verbindung gewählt werden: der Holm des Grundjochs ist mit dem untern, aus zwei Teilen bestehenden Rahmen des Oberjochs mittels Bolzen oder auch Klammern bzw. Bandeisen zu verbinden.

Beispiele von aufgesetzten Pfahljochen mit Unterbau aus Mauerwerk weisen die Abb. 177 u. 198 auf. Abb. 198, S. 151 zeigt eine Fußwegüberführung von nur 1,5 m Nutzbreite. Die wagerechten, senkrecht zur Brückenachse wirkenden Kräfte werden durch die besonders angeordneten Streben in die auf dem Mauerwerk gelagerte und mit diesem verankerte Grundschwelle gebracht. Eine ähnliche Anordnung zeigt die in Abb. 177, S. 143 dargestellte Wegebrücke. Pfosten, Holm und Grundschwelle sind doppelt, zwischen diese setzen sich die aus je einem Holze bestehenden Streben, welche die Schwerter ersetzen.

Abmessungen der einzelnen Teile der Holzjoche:

Pfähle bei durchgehenden Jochen: Durchmesser in der Mitte der Länge 30 bis 35 cm. Länge richtet sich nach der Bodenbeschaffenheit. Als Handwerksregel wird angegeben, daß die Pfähle auf die Hälfte bis ein Drittel ihrer ganzen Länge im Boden stecken sollen.

Holm, 30 cm mal 30 cm bis 30 cm mal 35 cm;

Zangen, untere bzw. auch obere: 13 bis 20 cm stark, 25 bis 30 breit.

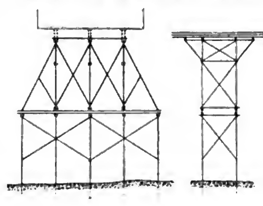
Schwerter (Diagonalen) wie die Zangen.

Bolzen zur Verbindung der Pfähle mit den Zangen und den Schwertern: 25 mm Durchmesser.

Material: womöglich Eichenholz.

b) Pfeiler mit mehreren Pfahlreihen. In den vorstehend besprochenen Abb. 144 u. 177 sind bereits Holzpfeiler mit zwei Pfahlreihen vorgeführt; insbesondere zeigt Abb. 144, S. 135 ein solches Joch. Größere Widerstandsfähigkeit gegen Momente wird erreicht, wenn man die Pfahlreihen mit Anlauf versieht; bei Verwendung zweier Pfahlreihen kann man dann den oberen Holm zwischen beide Pfahlreihen legen. Eine gute Pfeilerkonstruktion zeigt auch die in Abb. 244 schematisch vorgeführte Aushilfsbrücke zu Lyon (Hann. Zeitschrift 1889, S. 521).

Abb. 244. Pfeiler mit mehreren Pfahlreihen.

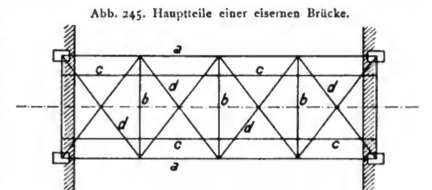


D. Die eisernen Brücken.

§ 25. Die Hauptteile der eisernen Überbauten. Die eisernen Überbauten weisen folgende Hauptteile (Abb. 245) auf; dabei wird bemerkt, daß ein Überbau nicht diese sämtlichen Teile zu enthalten braucht.

a) Die Hauptträger. Diese übertragen die auf die Brücke wirkenden Lasten nach den Pfeilern, seien es gemauerte oder eiserne, End- oder Mittelpfeiler. Jeder eiserne Überbau hat wenigstens zwei Hauptträger; die Hauptträger (*a* in Abb. 245) sind auf den Pfeilern gelagert.

Abb. 245. Hauptteile einer eisernen Brücke.



b) Die Querträger (*b* in Abb. 245). Die Querträger haben das Gewicht der Fahrbahn und der Verkehrslast auf die Hauptträger zu übertragen. Sie bilden im Grundriß meistens rechte Winkel mit den Hauptträgern; es kommen aber auch Querträger vor, welche mit den Hauptträgern spitze, bzw. stumpfe Winkel bilden und schiefe Querträger genannt werden. Dieselben bedingen schwierige und teure Arbeit. (Die Endquerträger in Abb. 261.)

Querträger sind nicht immer erforderlich, beispielsweise dann nicht, wenn bei Eisenbahnbrücken die Schienen oder die Querschwellen unmittelbar auf den Hauptträgern angeordnet werden, bzw. bei Straßenbrücken, wenn die Fahrbahn direkt von den Hauptträgern getragen wird. Das ist nur möglich, wenn die Hauptträger einander sehr nahe liegen, also die Brücke kleine Spannweite hat. Querträger werden meistens angeordnet, bei größeren Brücken stets.

c) Die Längsträger zweiter Ordnung (*c* in Abb. 245). Diese übertragen die Lasten auf die Querträger. Bei den Eisenbahnbrücken werden sie auch wohl, falls sie Querschwellen tragen, Schwellenträger genannt. Sie sind fast stets im Grundriß den Haupttägern parallel.

Wenn keine Querträger angeordnet sind, fehlen die Längsträger zweiter Ordnung ebenfalls; auch sonst werden sie fortgelassen, wenn die Querträger einander so nahe liegen, daß die Schienen bzw. die für die Fahrbahntafel verwendeten Formeisen sich von einem Querträger zum andern frei tragen können. Bei großen Brücken fehlen sie wohl niemals.

d) Quer- und Längsträger höherer Ordnung. Bei Straßen- und Eisenbahnbrücken mit eiserner Fahrbahntafel (vgl. unter e) werden noch Querträger zweiter Ordnung, auch wohl Längsträger dritter Ordnung angebracht, durch welche für die Buckelplatten der Fahrbahntafel rechteckige Felder gebildet werden.

Quer- und Längsträger bezeichnet man als »Fahrbahngerippe«.

e) Die Fahrbahn. Bei den Straßenbrücken unterscheidet man die Fahrbahntafel, d. h. den die Fahrbahn tragenden Teil (Buckelplatten, Zoreseisen, Hängebleche usw.) und die Fahrbahndecke (Pflaster, Beschotterung u. dgl.). Bei den Eisenbahnbrücken mit Kies- oder Schotterbettung kann man die Fahrbahntafel und den eigentlichen Oberbau unterscheiden. Bei den Eisenbahnbrücken ohne durchgehende Bettung fehlt eine eigentliche Fahrbahntafel.

f) Die Windverstrebung (auch Horizontalverband genannt) dient dazu, die wagerechten Kräfte, welche auf die Brücke wirken, also die wagerechten Stöße beim Überfahren der Züge und Wagen, die Fliehkräfte in den Kurven, den durch Wind auf die Konstruktion und die Verkehrslast ausgeübten Druck usw. nach den Pfeilern zu übertragen. Die Windverstrebung darf bei einer Brücke nicht fehlen; sie wird bei Straßenbrücken mit starrer Fahrbahntafel (Buckelplatten usw.) durch diese zum Teil ersetzt. Bei Brücken von geringer Trägerhöhe wird gewöhnlich eine, bei Brücken mit hohen Trägern werden vielfach zwei Windverstrebungen angeordnet, meistens eine in der Höhe einer jeden Gurtung. Windverstrebungen in Ebenen, welche zwischen den Gurtungen, etwa in halber Trägerhöhe, liegen, sind fehlerhaft, es sei denn, daß für sie besondere Windgurtungen angeordnet werden.

g) Die Querversteifung (der Querverband) soll eine Veränderung des rechteckigen Querschnitts der Brücke verhüten. Womöglich ist sie durch Anordnung von Diagonalen herzustellen, welche den rechteckigen Querschnitt in mehrere Dreiecke teilen; das ist stets möglich, wenn die Fahrbahn oben, also annähernd in der Höhe der oberen Gurtung, liegt. Bei unten liegender Fahrbahn ist, falls die Trägerhöhe eine Querverbindung über der Fahrbahn nicht gestattet, nur eine mangelhafte Querversteifung möglich; solche sog. offenen Brücken sind deshalb möglichst zu vermeiden. Ist dagegen bei tief liegender Fahrbahn über dieser und den verkehrenden Wagen eine Querverbindung möglich, so sind auch die Ecken, soweit der verlangte Lichtraum dies gestattet, durch Dreiecke zu versteifen, welche den Kopfbändern des Zimmerwerks entsprechen.

h) Die Fußwege und Geländer. Die Fußwege liegen entweder zwischen den Hauptträgern oder außerhalb derselben auf Auslegern.

§ 26. Das zu den eisernen Brücken verwendete Eisen. Das Eisen wird technisch verwendet als Gußeisen, Schweißeißen, Flußeisen, Schweißstahl und Flußstahl. Als Baustoffe für die eisernen Brücken kommen hauptsächlich Schweißeisen und Flußeisen in Betracht.

Schweißeisen und Flußeisen werden unter dem Namen Schmiedeisen zusammengefaßt. Sie sind sehr arm an Kohlenstoff, sehr strengflüssig, nur wenig härtbar. Das Schweißeisen wird in teigigem Zustand, auf trocknem Wege, das Flußeisen auf flüssigem Wege erzeugt.

a) **Das Gußeißen** ist in Formen gegossenes Roheisen mit großem Gehalt an Kohlenstoff, $2\frac{1}{2}\%$ bis 4%. Gußeisen ist leicht schmelzbar, so daß es durch Gießen leicht die erforderliche Form erhalten kann, es ist sehr widerstandsfähig gegen Druck, weniger gegen Zug; seine schlechteste Eigenschaft ist seine Sprödigkeit, so daß es Stößen nicht ausgesetzt werden darf. Aus diesem Grunde kann Gußeisen zu wichtigen Teilen der Brücken nicht verwendet werden; nur solche Teile, deren Bruch den Bestand der Brücke nicht gefährdet, dürfen aus Gußeisen hergestellt werden, z. B. Lagerplatten, Lagerstühle, Geländer usw. Als zulässige Inanspruchnahme kann man annehmen:

$$k_{Zug} = 250 \text{ kg/qcm},$$
$$k_{Druck} = 500 \text{ kg/qcm}.$$

Die Vorschriften des Vereins deutscher Hüttenleute (1893) bestimmen für Gußeisen: »Die Gußstücke sollen aus grauem, weichem Eisen sauber und fehlerfrei gegossen sein. Es muß möglich sein, mittels eines gegen eine rechtwinklige Kante des Gußstücks mit dem Hammer geführten Schlags einen Eindruck zu erzielen, ohne daß die Kante abspringt. Das Eisen der Röhren muß feinkörnig und zäh sein und sich mit Meißel und Feile bearbeiten lassen.«

b) **Das Schweißeisen.** Kohlenstoffgehalt weniger als $\frac{1}{10}\%$, sehr schwer schmelzbar, etwa bei 1500 bis 1600° C. Spezifisches Gewicht 7,6 bis 7,8. Wird aus dem geschmolzenen Roheisen durch Entziehen des Kohlenstoffs hergestellt, indem man das flüssige Roheisen mit oxydreichen Schlacken vermischt. Dabei oxydiert der Kohlenstoff, das Eisen gibt den Kohlenstoff ab und wird desto weniger flüssig, je mehr es an Kohlenstoff verliert; schließlich entsteht ein teigiger, mit flüssiger Schlacke durchsetzter Eisenklumpen, die Luppe. Das in dieser Weise hergestellte Schweißeisen nennt man Puddeleisen, den Prozeß das Puddeln. Die Luppe wird unter den Dampfhammer gebracht und ausgeschmiedet, wodurch der größte Teil der flüssigen Schlacke entfernt wird. Dann wird die Luppe zu Stäben — Rohschienen — ausgewalzt.

Schweißeisen ist zähe, außerordentlich zuverlässig und erträgt Zug und Druck nahezu gleich gut.

Seine Zugfestigkeit ist im Mittel 3600 kg für das qcm des Querschnitts,
der Elastizitätsmodulus $E = 2000000$ kg für das qcm des Querschnitts,
die Proportionalitätsgrenze im Mittel 1600 kg für das qcm des Querschnitts.

Bis zur Beanspruchung an der Proportionalitätsgrenze kann das Schweißeisen für technische Zwecke als vollkommen elastisch angesehen werden.

Die zulässige Inanspruchnahme auf Zug und auf Druck kann beim Schweißeisen zu 700 bis 1000 kg für das qcm des Querschnitts angenommen werden, je nachdem die Belastung mehr oder weniger direkt und mehr oder weniger stoßend wirkt; bei nur ruhend oder fast nur ruhend belasteten Konstruktionen ist eine Inanspruchnahme bis zu 1200 kg für das qcm zulässig.

Das Schweißeisen ist in den Jahren 1880 bis 1900 durch das Flußeisen aus dem Brückenbau fast ganz verdrängt worden.

c) **Das Flußeisen** wird, wie der Name besagt, auf flüssigem Wege hergestellt. Je nach der Herstellung unterscheidet man Bessemer-, Thomas- und Martin-Flußeisen; bei allen drei Herstellungsarten handelt es sich um die Entziehung des Kohlenstoffs.

Beim Bessemerverfahren (erfunden von BESSEMER 1855) wird das flüssige Roheisen in ein birnenförmiges, umkippbares Gefäß gefüllt und in das Eisen von unten durch eine Anzahl von Düsen Luft gepreßt. Dabei verbrennen Kohlenstoff, Silizium und Mangan, welche im Roheisen enthalten sind, und hierbei entsteht eine so große Wärme, daß das nahezu entkohlte Eisen flüssig bleibt, und das fertige Produkt durch Umkippen

der Birne (des Konverters) ausgegossen und darauf ausgewalzt werden kann. Bei diesem Prozeß wird der etwa im Eisen enthaltene Phosphor nicht entfernt, man muß deshalb phosphorfreie Erze verwenden, da phosphorhaltiges Eisen bedenkliche Fehler hat; die in Deutschland vorkommenden Eisenerze sind fast sämtlich phosphorhaltig.

Das Thomasverfahren (erfunden 1879 von THOMAS und GILCHRIST) verwendet eine mit gebranntem Dolomit (basisch) ausgefütterte Bessemerbirne und gibt beim Blasen einen Zuschlag von gebranntem Kalk. Der Phosphor geht in die Schlacke und dient mit als Brennmaterial.

Das Thomaseisen wird in Deutschland in großen Massen und sehr billig hergestellt; der ganze Vorgang des Entkohlens in der Birne dauert nur 15 bis 30 Minuten.

Man bezeichnet das Thomasverfahren als basisches Verfahren.

Bei dem Martinverfahren wird Roheisen mit schmiedbarem Eisen im Flammofen (mit Siemensfeuerung) zusammengeschmolzen. Mangan, Silizium und der Kohlenstoff des Roheisens verbrennen, und es entsteht Martin-Flußeisen. Der Entkohlungsprozeß dauert bei diesem Verfahren 4 bis 6 Stunden. Falls man phosphorhaltige Materialien verwenden muß, so wird (w. o.) der Herd mit gebranntem Dolomit hergestellt und Kalk als Zuschlag gegeben. Dann spricht man von dem basischen Martinverfahren gegenüber dem zuerst angeführten sauern Martinverfahren. Die längere Dauer des Martinprozesses ermöglicht, durch häufige Entnahme von Proben und Verbessern die gewünschte Beschaffenheit des Eisens mit größerer Sicherheit zu erreichen, als beim schnell verlaufenden Thomasprozeß. Es muß jedoch ausdrücklich bemerkt werden, daß man auch durch das Thomasverfahren ein in jeder Hinsicht vorzügliches Material erzielt.

Flußeisen ist das hauptsächlich z. Z. zu Eisenkonstruktionen verwendete Material. Es ist um so weicher, je kohlenstoffärmer es ist; mit dem Kohlenstoffgehalt steigt seine Festigkeit und Härte, zugleich nimmt aber die Zähigkeit ab. Als Maß der Zähigkeit betrachtet man die Größe der Formänderung, welche das Eisen nach dem Überschreiten der Elastizitätsgrenze bis zum Eintritt des Bruches aufweist. Da mit größerer Festigkeit geringere Zähigkeit verbunden ist, so zieht man wegen der Sicherheit gegen Stöße eine niedrigere Zerreißungsfestigkeit, welche mit größerer Zähigkeit verbunden ist, vor.

Die Normen der deutschen Architekten- und Ingenieurvereine über Lieferung von Eisen und Stahl von 1893 und 1901 schreiben für Flußeisenblech von 7 bis 28 mm Dicke vor:

Zugfestigkeit in der Längsrichtung mindestens 3700 kg/qcm, höchstens 4400 kg/qcm, Dehnung bis zum Bruch mindestens 20 %; Zugfestigkeit in der Querrichtung mindestens 3600 kg/qcm, höchstens 4500 kg/qcm; Dehnung bis zum Bruch mindestens 17 %.

d) Der Stahl steht in bezug auf Gehalt an Kohlenstoff zwischen dem Schmiedeisen und dem Gußeisen; der Kohlenstoffgehalt beträgt von 0,25 % bis 1,6 %. Stahl ist schmiedbar und kann geschweißt werden; er unterscheidet sich vom Schmiedeisen durch die Härtbarkeit, d. h. die Eigenschaft, durch plötzliches Abkühlen nach dem Erhitzen besonders hart zu werden. Härtbarkeit bedingt mindestens 0,6 %, höchstens 2,3 % Kohlenstoffgehalt. Man unterscheidet nach der Herstellungsart: Schweißstahl, in teigigem Zustande durch das Herdfrisch- oder Puddelverfahren, bzw. durch Glühen von Schweißeisen mit an Kohlenstoff reichen Körpern gewonnen, Flußstahl nach dem Bessemer-, Thomas- oder Martinverfahren gewonnen. Ganze Überbauten werden bislang nur ausnahmsweise aus Stahl hergestellt, dagegen wird Stahlguß zu besonders stark beanspruchten Einzelteilen (Gelenkbolzen, Auflagerteilen) gern verwendet. Der chemisch richtig zusammengesetzte Stahl wird zu diesem Zweck in Tiegeln umgeschmolzen, zu deren Inhalt beim Schmelzen weder Feuergase noch Luft Zutritt haben;

aus dem geschmolzenen Metall scheiden sich bei genügend hoher Temperatur und langer Dauer des Prozesses Schlacke und Gase aus. Der hierbei gewonnene vorzügliche Stahl heißt Tiegelflußstahl oder Gußstahl. Das fertige Gußstück wird als Stahlformguß bezeichnet.

Die Zugfestigkeit des Stahlformgusses soll nach den Normen 3600 bis 6000 kg/qcm betragen; die Dehnung bis zum Bruche 20% bis 8%, auf 200 mm Länge gemessen.

e) Bearbeitung des Flußeisens[19]. Das heute fast ausschließlich zu den eisernen Brücken verwendete Konstruktionsmaterial, das Flußeisen, verlangt eine sehr sorgfältige und vorsichtige Bearbeitung; insbesondere ist es gegen Bearbeiten in kaltem Zustande sehr empfindlich. Unter der gemeinsamen Bezeichnung »Bearbeiten« wird verstanden: Hämmern zum Zweck des Geraderichtens, Schneiden mit der Schere, Biegen der Flacheisen, Bleche, Profileisen; Kröpfen, Stoßen der Nietlöcher. Das Hämmern kann bestes Material hart und spröde machen, mit der Schere geschnittenes Flußeisenblech ist neben dem Schnitt spröde, durch das Stoßen des Lochs entsteht rings um das Loch ein spröder Ring von 1 mm bis 2 mm Breite. Falls es mit der Schere geschnitten ist, soll das Eisen auf wenigstens 2 mm Breite neben dem Schnitt mittels Kaltsäge oder Hobelmaschine oder Flachmeißel beseitigt werden. Man hat wohl die Löcher mit um 2 mm kleinerem Durchmesser gestanzt, als endgültig verlangt wird, und den harten Rand durch Aufreiben entfernt.

Bei Flußeisen sollen Biegungen und Kröpfungen stets nur in rotwarmem Zustande vorgenommen werden, alle Löcher sollen gebohrt werden. Das Werfen der Konstruktionsteile beim Verfahren, Auf- und Abladen usw. ist strengstens zu verbieten, weil kleine, mit bloßem Auge nicht sichtbare Verletzungen höchst gefährlich sind und Ursache eines späteren plötzlichen Bruchs werden können. Bearbeitung des Flußeisens in Blauwärme, d. h. in einer Temperatur, welche zwischen kalt und rotwarm liegt, macht das Eisen sehr spröde; sie ist deshalb höchst gefährlich und nicht zulässig. Wenn also die Bearbeitung längere Zeit erfordert, so ist der Gegenstand sofort aufs neue zu erhitzen, sobald die Blauwärme auftritt. Man erkennt das daran, daß der hölzerne Hammerstiel nicht mehr glüht, falls man ihn an dem Gegenstande reibt.

Die Schweißbarkeit des Eisens wird bei Brückenkonstruktionen nicht ausgenutzt; zusammengeschweißte Stücke sind nicht zuverlässig genug, besonders nicht für Stäbe, die auf Zug beansprucht werden. Zusammengeschweißte Stücke sollen nicht verwendet werden.

§ 27. Die zu den Brücken verwendeten Eisensorten. Das Schweiß- und Flußeisen wird durch Walzen in eine verhältnismäßig geringe Zahl von Grundformen, Konstruktionselementen, gebracht, aus denen die Eisenkonstruktionen mittels Vernietung zusammengesetzt werden. Die Konstruktionselemente sind hauptsächlich: das Blech, das Flacheisen (Universaleisen), das Winkeleisen, T-Eisen, I-Eisen, ⊏-Eisen, Z-Eisen, das Belageisen. Hierzu kommen noch die Buckelplatte, das Wellblech und einige selten verwendete Formen. — Die meisten dieser Elemente werden durch Walzen hergestellt, die Größe und das Gewicht der einzelnen Stücke bestimmen die Preise. Solange Größe und Gewicht gewisse Grenzen nicht überschreiten, wird der sog. Grundpreis berechnet. Größere Gewichte und größere Abmessungen bedingen steigende Preiszuschläge. Solche Preise nennt man Überpreise. Die Längen und Gewichte, bis zu denen die Grundpreise berechnet werden, heißen Normallängen bzw. Normalgewichte. Den nachstehenden Angaben liegen die Preise der Gutehoffnungshütte zu Oberhausen zugrunde.

---

[19]) Vgl. einen Vortrag von Ebert: »Über Eisenbrücken« in der Deutschen Bauzeitung 1892, S. 14 ff.

a) **Bleche.** Im Brückenbau werden Bleche von etwa $\delta = 7$ bis 30 mm Stärke verwendet. Breite bis zu 2,5 m, ausnahmsweise bis zu 3,0 m. Es empfiehlt sich der bequemen Handhabung und der Kostenersparnis wegen, Bleche zu verwenden, deren Gewicht höchstens 500 kg beträgt. Grundpreis wird berechnet, wenn die Breite der Blechtafel $\leqq$ 1,7 m, die Größe der Blechtafel $\leqq$ 6 qm, das Gewicht der Blechtafel $\leqq$ 500 kg ist.

b) **Flacheisen.** Bis zu 50 mm stark, 131 mm breit. Normallänge 6 m, Normalgewicht 200 kg.

c) **Universaleisen.** Auf Universalwalzwerken hergestellt. Stärke δ bis zu 50 mm, Breiten 131 mm bis zu 501 mm, Normallänge je nach der Breite 6 m bis 12 m; Normalgewicht 500 kg. Bei Brücken werden Universaleisen in Stärken von 8 bis etwa 25 mm, in Breiten bis zu 500 mm, im Gewicht bis zu 500 kg verwendet. Längen bis zu 12 m.

Abb. 246. Winkeleisen.

d) **Winkeleisen.** Formeisen mit zwei sog. Schenkeln, welche einen rechten, spitzen oder stumpfen Winkel miteinander bilden (Abb. 246). Die Schenkel sind gleich lang (gleichschenklige), oder verschieden lang (ungleichschenklige Winkeleisen). Schenkeldicke ist entweder auf ganze Schenkellänge gleich groß oder nimmt von innen nach außen ab. Die deutschen Normalprofile sind in den Handbüchern sowie in der »Hütte« enthalten; die ungleichschenkligen Winkeleisen werden mit dem Schenkelverhältnis $\frac{b}{h} = 2:3$ und $1:2$ hergestellt. In den Ecken ist der Übergang des einen Schenkels in den andern durch Ausrundung vermittelt. Bei den Winkeleisen bis 70 mm Schenkelbreite beträgt die Normallänge 8 m, bei denen über 70 mm Schenkelbreite ist die Normallänge 10 m. Dieselben Maße gelten für die ungleichschenkligen Winkeleisen, wenn die Breite des größeren Schenkels eingeführt wird. — Winkeleisen sind in größten Längen von 20 m und mehr erhältlich. — Vielfach kann man mit Vorteil die sog. Vorprofile verwenden, welche mit gleicher Schenkelbreite, aber um 1 mm größerer Stärke erhältlich sind als die Fertigprofile.

Die Profiltabellen enthalten die Gewichte, Querschnittsflächen, Trägheitsmomente für verschiedene Achsen usw. Im Brückenbau werden Winkeleisen verwendet mit Schenkellängen von 60 mm bis 200 mm, und Stärken von 7 mm bis 18 mm. Die gewöhnliche Bezeichnungsweise ist $\lfloor b \cdot b \cdot \delta$ bzw. $\lfloor \overline{b \cdot h \cdot \delta}$ für gleichschenklige und ungleichschenklige Winkeleisen.

e) **T-Eisen.** Die deutschen Normalprofile unterscheiden breitfüßige T-Eisen, Fußbreite $b = 2$ mal Steghöhe h (Abb. 247); hochstegige T-Eisen, Fußbreite b gleich Steghöhe h (Abb. 248). Von den hochstegigen T-Eisen sind im Brückenbau nur die größeren Profile verwendbar, weil nur bei diesen die Fußbreite die Anbringung von Nieten gestattet. Normallänge für die im Brückenbau verwendbaren Kaliber: 8 m.

f) **I-Eisen** (Abb. 249)[20]. Die wichtigsten und meistverwendeten Walzbalken. Die deutschen Normalprofile werden mit einer Nummer bezeichnet, welche gleich der Querschnittshöhe ist; die Nummern derselben sind 8, 9, 10 ... 20, 21, 22, 23, 24, 26, 28, 30 ... 38, 40, $42\frac{1}{2}$, 45, $47\frac{1}{2}$, 50, 55. — Die Normallängen reichen von 4 m bis einschließlich 10 m; die größte Länge, bis zu der die Balken in der Regel ausgewalzt

[20]) Die Abb. 249, 250, 252 bis 260 u. 261 bis 263 sind dem »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, 3 Aufl., Bd. II, Kap. VII: »Die eisernen Brücken im allgemeinen«, bearbeitet von Hofrat Prof. Joh. E. Brik und Geh. Baurat Prof. Th. Landsberg, entnommen.

werden, ist 14 m. Doch sind noch größere Längen auf Bestellung erhältlich. Bei den Walzbalken Nr. 28 bis 55 ist Überpreis auch bei kleinen Längen zu zahlen. — Die I-Eisen haben einen Steg und zwei Flanschen. Bei den deutschen Normalprofilen sind die Flanschen sehr schmal, so daß die beiderseitige Vernietung bei den niedrigen Kalibern nicht möglich ist, erst etwa von Nr. 20 an (aufwärts) kann man z. B. beiderseits Buckelplatten aufnieten. Diesem Mangel abzuhelfen, werden von Differdingen seit 1902 Profile hergestellt mit den Höhen der deutschen Normalprofile von 240 mm Höhe aufwärts bis 550 mm Höhe, ferner solche von 650 mm und 750 mm Höhe, und wesentlich größerer Flanschbreite als bei den deutschen Normalprofilen. Die Flanschbreite ist von $h = 220$ mm bis $h = 300$ mm gleich der Höhe h; bei den größeren Höhen ist die Flanschbreite überall gleich 300 mm.

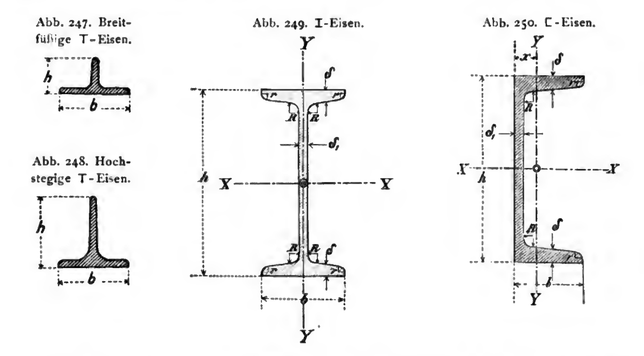


Abb. 247. Breitfüßige T-Eisen.

Abb. 248. Hochstegige T-Eisen.

Abb. 249. I-Eisen.

Abb. 250. ⊏-Eisen.

g) ⊏-Eisen (Abb. 250). Die ⊏-Eisen der deutschen Normalprofile weisen die Nummern (Höhe in Zentimetern) 3, 4, 5, $6\frac{1}{2}$, 8, 10, 12, 14, 16, 18, 20, 22, 24, 26, 28, 30 auf; die Normallängen reichen von 4 m bis einschließlich 8 m. Größte in der Regel ausgewalzte Länge ist 12 m. Bequem für Bildung der Stäbe von Fachwerkbrücken und des Fahrbahngerippes. ⊏-Eisen werden sehr viel verwendet. Die Flanschen haben an ihrer inneren Seite eine Neigung von 8°/₀.

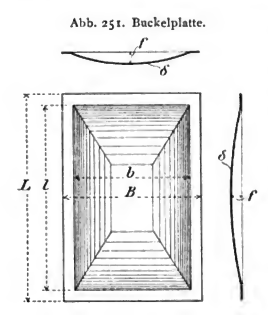
h) Z-Eisen. Die deutschen Normalprofile haben die Nummern (Höhen in Zentimetern) 3, 4, 5, 6, 8, 10, 12, 14, 16, 18, 20. Normallänge von 4 bis 8 m einschließlich, größte in der Regel ausgewalzte Länge 12 m.

i) Belageisen (vgl. Abb. 272 bis 274, 280, 281 u. 282). Nummern der deutschen Normalprofile sind 5, 6, $7\frac{1}{2}$, 9, 11; die Normallänge von 4 m bis einschließlich 8 m, größte in der Regel ausgewalzte Länge 12 m.

k) Buckelplatten (Abb. 251). Die Buckelplatten sind rechteckige, quadratische oder trapezförmige Platten mit ebenem ringsumlaufenden Rande und einem mittleren, nach Art der Klostergewölbe geformten Teile. Auch dreieckige und vieleckige Form kann auf Bestellung angefertigt werden. Die Buckelplatten werden in warmem Zustand in Formen gepreßt; sie sind 5 bis 10 mm stark. Pfeilhöhe $f = \frac{1}{10}$ bis $\frac{1}{15} b$ (Abb. 251). Die Breite des Randes ist so groß, daß bequeme Vernietung mit 16 mm starken Nieten möglich ist, 45 mm bis 80 mm. Die Seitenlängen der Buckelplatten bis etwa 1,5 m;

die Grundfläche der Buckelplatten wähle man nicht größer als 2,0 bis 2,25 qm, da sie sonst zu unhandlich werden. Nietteilung: 70 bis 90 mm.

Abb. 251. Buckelplatte.



l) Tonnenbleche sind den Buckelplatten ähnlich, nach Art der Kappengewölbe mit ebenen Rändern an den Längsseiten versehen. Pfeilverhältnis $\frac{1}{8}$ bis $\frac{1}{12}$. Randbreite 60 bis 80 mm, Länge 0,5 bis 3,0 m, Breite 0,5 bis 2,0 m, Stärke 5 bis 10 mm. Durchmesser der Befestigungsniete 16 mm, Nietteilung 100 bis 110 mm.

m) Wellblech, wellenförmig gebogenes Blech, welches durch die Wellenform sehr große Tragfähigkeit im Verhältnis zu seinem Gewicht hat. Es kommt in zwei Formen zur Verwendung: als flaches Wellblech und als Trägerwellblech. Für die Konstruktion von eisernen Brücken kommt wohl nur das Trägerwellblech in Frage; es genügt deshalb, das letztere hier zu besprechen. Der Querschnitt des Trägerwellblechs zeigt halbkreisförmige Wellen, zwischen welche lotrechte Stücke eingeschaltet sind; diese letzteren erhöhen die Tragfähigkeit bedeutend. Die Wellenhöhe H beträgt von 40 bis 120 mm und mehr, die Wellenbreite von 60 mm bis 180 mm, ja bis 200 mm, die Blechstärken von 1 mm bis 6 mm, meistens mit Abstufungen von ganzen Millimetern; es kommen aber auch Blechstärken von 1,5 mm und 2,5 mm vor. Gewöhnliche Tafellängen 3,0 bis 4,0 m, größte Länge 6,0 m; die Tafelbreite richtet sich nach dem Profil, sie beträgt 0,45 m bis 1 m, ja bis 1,3 m. Die Baubreite (Nutzbreite) einer Tafel ist um eine halbe Wellenbreite geringer als die Tafelbreite. Trägerwellbleche werden meistens verzinkt verlegt.

§ 28. Die Querschnittsanordnung der Eisenbrücken. Die für den Überbau zu wählende Gesamtanordnung ist in hohem Maße von der für die Konstruktion verfügbaren Höhe abhängig. Nach § 3, S. 63 ist durch die Verkehrsbedingungen auf dem unten liegenden Wege (Straße, Eisenbahn, Fluß usw.) eine gewisse Linie vorgeschrieben, unter welche kein Teil der Konstruktion hinabreichen darf. Andererseits ist die Höhenlage der Fahrbahn bei Eisenbahn- und Straßenbrücken gegeben: bei den Eisenbahnbrücken rechnet man die Schienenunterkante, bei den Straßenbrücken die Bordsteinoberkante als maßgebende Brückengradiente. Der Höhenabstand zwischen der tiefsten zulässigen Lage der Konstruktionsteile und der Brückengradiente ist die verfügbare Konstruktionshöhe.

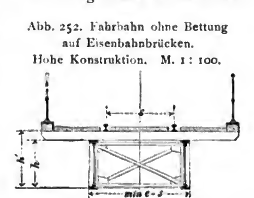
a) Querschnitte der Eisenbahnbrücken. Die Fahrbahn liegt entweder über den Hauptträgern, hohe Konstruktion, oder zwischen den Hauptträgern, tiefe Konstruktion. Beide Hauptkonstruktionsarten werden ausgeführt, sowohl falls die Bettung auf der Brücke durchgeführt wird, als auch, wenn nur Schienen, Querschwellen und Bohlenbelag auf der Brücke vorhanden sind, die Bettung aber nicht durchgeführt ist.

α) *Fahrbahn ohne Bettung auf der Brücke.* Die Fahrbahn besteht aus Querschwellen, Schienen und Bohlenbelag. Abb. 252 zeigt die hohe Konstruktion, die Abb. 253 u. 254 zwei tiefe Konstruktionen, die erstere bei kleiner, die zweite bei großer Stützweite.

Die hohe Konstruktion nach Abb. 252 ist die günstigste, besonders für kleine Brücken bis etwa 15 m Stützweite, bei denen die Hauptträger vollwandig sind. Die Querschwellen werden direkt auf die Hauptträger gelegt, welche nahe aneinander gerückt werden können, bis auf den kleinsten Abstand von 1,5 m, entsprechend dem

Schienenabstand. Die Querverbindungen sind kurz und leicht und können in beliebigen, zweckmäßig erscheinenden Abständen angeordnet werden (1,5 m bis 2,5 m im Grundriß). Bedingung für diese Konstruktionsform ist, daß die ganze Trägerhöhe in der verfügbaren Konstruktionshöhe untergebracht werden kann. Die Trägerhöhe bei den hier in Betracht kommenden vollwandigen (Walzbalken- bzw. Blechträgern) ist $\frac{1}{10}$ bis $\frac{1}{12}$ der Stützweite; in manchen Fällen hat man, um die hohe Konstruktion ausführen zu können, kleinere Trägerhöhe, $\frac{1}{15}$ der Stützweite und weniger, gewählt.

Abb. 252. Fahrbahn ohne Bettung auf Eisenbahnbrücken. Hohe Konstruktion. M. 1 : 100.



Die tiefe Konstruktion (Abb. 253 u. 254) bedingt die Anordnung von Querträgern; man kann die Schienen direkt auf diesen befestigen oder mittels Querschwellen auf besonderen, zwischen den Querträgern angebrachten Schwellenträgern (Abb. 253 u. 254). Wenn die Schienen unmittelbar auf den Querträgern gelagert werden, müssen deren Abstände so gering angenommen werden, wie die Tragfähigkeit der Schienen bedingt, — etwa 0,60 m bis 0,70 m. — Die tiefe Konstruktion verlangt größeren Abstand der Hauptträger, größeren Eisenaufwand an Quer- und Schwellenträgern als die hohe Konstruktion, meistens auch besondere Konsolen für die Fußwege.

Abb. 253 u. 254. Fahrbahn ohne Bettung auf Eisenbahnbrücken. Tiefe Konstruktion. M. 1 : 100.

Abb. 253. Bei kleiner Stützweite.

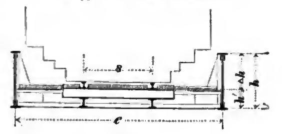
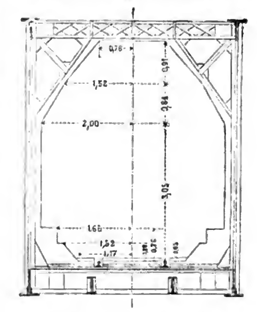


Abb. 254. Bei großer Stützweite.



Wenn die Konstruktionshöhe nicht ganz für die hohe Konstruktion der Abb. 252 ausreicht, kann man die erforderliche Höhe verringern durch Verwendung von eisernen, 7,5 bis 11 cm hohen Querschwellen statt der 26 cm hohen Holzquerschwellen oder durch gänzliches Fortlassen der Querschwellen und Lagern der Schienen auf den Hauptträgern mit Hilfe besonderer Unterlagsplatten.

Zwillingsträger. Bei sehr geringer verfügbarer Konstruktionshöhe verwendet man für jede Schiene zwei Hauptträger, sog. Zwillingsträger (Abb. 255). In geringen Abständen, welche der Tragfähigkeit der Schiene entsprechen (0,55 bis

Abb. 255. Zwillingsträger. M. 1 : 100.

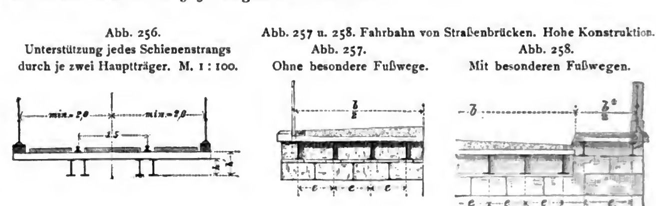
0,65 m), werden zwischen den Zwillingen kleine Querträger angeordnet, welche die Schienen tragen und die Aufgabe der Querschwellen haben. Die Lagerung der Schienen auf diesen findet mittels Unterlagsplatten statt. — Abstand der Zwillingsträger soll nicht zu klein gewählt werden, damit Unterhaltungsarbeiten bequem vorgenommen werden können. Ein gutes Maß ist 0,5 m. — Die Schienen können zum Teil zwischen die Zwillingsträger versenkt sein, nur muß der freie Lichtraum vorhanden sein. — Zwillingsträger sind ein Notbehelf, der aber nicht immer vermieden werden kann.

Allgemein ist die Lagerung der Schienen direkt auf eisernen Längs- oder Querträgern nicht empfehlenswert; die Stöße der Fahrzeuge kommen unvermittelt auf die Eisenträger, beim Überfahren findet lästiges Klirren und Klappern statt, die Schraubenmuttern der Schienenbefestigung lösen sich durch die Erschütterungen, solche Brücken bedingen deshalb eine beständige Aufsicht. Die in Abb. 252, 253 u. 256 vorgeführten Konstruktionen mit zwischen Schiene und Träger angeordneten Holzquerschwellen sind besser; die Querschwellen bieten ein willkommenes Zwischenpolster für Abschwächung der Stöße.

β) *Fahrbahn mit Bettung auf der Brücke.* Das Gleis mit der Bettung wird durch die Fahrbahntafel getragen; je nach der Größe der verfügbaren Höhe legt man die Fahrbahntafel über die Hauptträger (hohe Konstruktion) oder zwischen die Hauptträger auf ein Netz von Querträgern, Längsträgern und Querträgern zweiter Ordnung usw. (tiefe Konstruktion). Die Hauptträger müssen in letzterem Falle so weit auseinander gerückt werden, daß der verlangte Lichtraum zwischen ihnen Platz findet. Diese Konstruktionen werden in § 30 eingehend behandelt.

Abb. 256. Unterstützung jedes Schienenstrangs durch je zwei Hauptträger. M. 1 : 100.

Abb. 257 u. 258. Fahrbahn von Straßenbrücken. Hohe Konstruktion.
Abb. 257. Ohne besondere Fußwege.
Abb. 258. Mit besonderen Fußwegen.



b) Querschnitte der Straßenbrücken. Die Hauptanordnungen sind folgende:

α) *Hohe Konstruktion.* Die Fahrbahn liegt ganz über den Hauptträgern. Bei genügender Höhe als beste Konstruktion stets zu erstreben. Brücken mit kleiner Stützweite erfordern nur geringe Höhe, weil die Hauptträger niedrig sein können; für solche Brücken eignet sich die Querschnittsanordnung nach Abb. 257, falls keine besonderen Fußwege, und nach Abb. 258, falls besondere Fußwege angeordnet werden. Die Fahrbahntafel liegt hier direkt auf den Hauptträgern, diese selbst liegen in geringen Abständen e voneinander, welche von der Tragfähigkeit der Fahrbahntafel abhängen. Werden Belageisen oder Trägerwellblech zur Bildung der Fahrbahntafel verwendet, so kann man den Abstand e zu 0,8 m bis 1,2 m wählen, je nach der Größe der auf der Brücke verkehrenden Lasten. Die Querversteifungen, in Abständen von 1,5 bis 2,5 m anzuordnen, können leicht sein. — Abb. 258 zeigt für die Fußwege besondere Hauptträger, deren Abstand e_1, entsprechend der geringeren Belastung, weiter bemessen werden kann als e, etwa 1,2 m bis 1,8 m. — Die hohe Konstruktion ist auch bei größeren Stützweiten, und falls Fachwerksträger als Hauptträger verwendet werden, ausführbar, wenn die Konstruktionshöhe ausreicht. Abb. 259 zeigt eine solche Konstruktion ohne gesonderte Fußwege. Die vier Hauptträger tragen, jeweils in den Knotenpunkten ihrer oberen Gurtungen, Querträger, diese wiederum Längsträger zweiter Ordnung, auf welchen die Fahrbahntafel ruht. Etwaige Fußwege könnte man auf Konsolen anbringen, die an den außen liegenden Hauptträgern befestigt werden.

β) *Tiefe Konstruktion.* Fahrbahn zwischen den Hauptträgern. Damit die über die Fahrbahn hinausragenden Teile der Hauptträger den Verkehr auf der Brücke

möglichst wenig stören, darf in diesem Falle die Zahl der Hauptträger nicht größer als zwei sein. Diese liegen entweder ganz außerhalb der Fahrbahn und der Fußwege, oder zwischen der Fahrbahn und den Fußwegen (Abb. 260). Die erstere Anordnung ist für den Verkehr die bequemere, sie bedingt aber lange und schwere Querträger; die Anordnung mit ausgekragten Fußwegen ist wegen der kürzeren Querträger billiger und, trotz des etwas weniger bequemen Verkehrs auf der Brücke, die neuerdings meist ausgeführte.

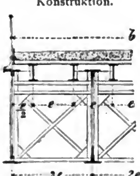


Abb. 259. Fahrbahn von Straßenbrücken mit Fachwerkstrágern. Hohe Konstruktion.

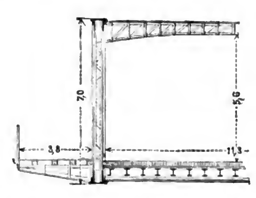


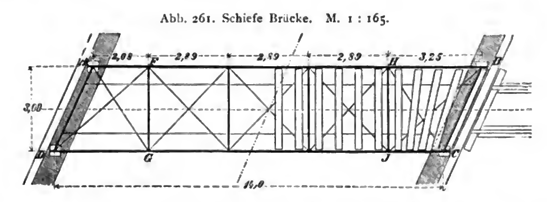
Abb. 260. Fahrbahn von Straßenbrücken mit Fachwerkstrágern. Tiefe Konstruktion. M. 1 : 200.

γ) *Mittelhohe Konstruktion.* Man erreicht eine größere Höhe der Hauptträger dadurch, daß man sie unter die höherliegenden Fußwege legt. Durch die Ausnutzung der etwas größeren Höhe kann man oft die Hauptträger nahe aneinander rücken, verhältnismäßig kurze Querträger erhalten und doch den Verkehr auf der Brücke ganz von störenden Einbauten freihalten.

§ 29. Die Grundrißanordnung der eisernen Brücken, gerade, schiefe, Kurvenbrücken.

a) Gerade Brücken. Der einfachste Fall liegt vor, wenn die Achsen der beiden einander an der Brückenstelle kreuzenden Verkehrswege gerade Linien sind, welche einen rechten Winkel miteinander bilden. Man hat dann eine sog. gerade Brücke. Bei den geraden Brücken werden die Hauptträger einander und der Achse des überzuführenden Wegs parallel angeordnet, die Querträger im Grundriß senkrecht zu ersteren, die Längsträger zweiter Ordnung den Hauptträgern parallel. Der Grundriß des Überbaues ist ein Rechteck (vgl. Abb. 245, S. 167).

Abb. 261. Schiefe Brücke. M. 1 : 165.

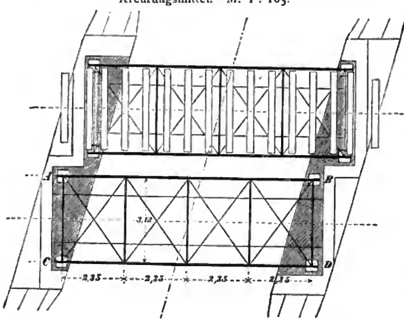


b) Schiefe Brücken. Der Grundriß des Überbaues ist bei den schiefen Brücken in der Regel ein Parallelogramm (Abb. 261). Die Pfeiler (Mittel- wie Endpfeiler) müssen der Achse des zu überbrückenden Weges bzw. Stromes vollständig oder nahezu parallel sein, um der Bewegung des Wassers, der Wagen, Fußgänger usw. möglichst geringen Widerstand bzw. geringe Schwierigkeit zu bereiten. Die Hauptträger der Brücke dagegen werden der Achse des überzuführenden Weges parallel gestellt, woraus die Notwendigkeit folgt, die Hauptträger in dieser Richtung gegen einanderzu verschieben. Das

Maß c der Verschiebung ist von dem Abstand der Hauptträger (b) und dem spitzen Schnittwinkel α der beiden Wege abhängig; es ist gewöhnlich $c = b \cdot \cotg \alpha$.

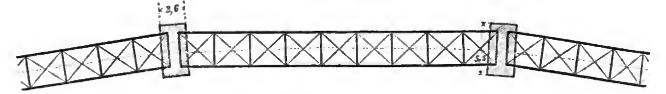
Die schiefen Anschlüsse im Grundriß, sowohl der Querträger an die Hauptträger, wie der Zwischenträger an die Querträger usw., sind schwierig und teuer; sie sind möglichst zu vermeiden bzw. in ihrer Zahl zu verringern. Es ist deshalb Grundsatz, einen möglichst großen Teil des Überbaues als normalen Überbau, d. h. mit rechtwinkligen Anschlüssen der Quer- und Längsträger, herzustellen: die Unregelmäßigkeiten, welche eine Folge der Schiefe sind, verweist man an die Enden. Man erhält so im Grundriß dreieckige oder trapezförmige Endfelder. — Wenn der Schnittwinkel der Achsen beider Wege nur wenig von einem rechten Winkel abweicht, so kann man sämtliche Querträger bzw. Querversteifungen wie diejenigen einer geraden Brücke herstellen, indem man die Auflager der Träger normal einander gegenübersetzt (Abb. 262); dadurch wird die Stützweite der Brücke größer, als unumgänglich nötig ist, weil die Lager A und D weiter von der Mauerkante zurückliegen, als die statischen Rücksichten verlangen. Diese Anordnung wird um so leichter möglich, je näher die Hauptträger aneinander liegen; bei zwei- und mehrgleisigen Brücken behandelt man deshalb jedes Gleis als besondere Brücke mit zwei Hauptträgern und verschiebt diese Brücken gegeneinander entsprechend der Schiefe (s. Abb. 262). Diese Konstruktion ist auch bei Bogenbrücken möglich.

Abb. 262. Schiefe Brücke mit nur wenig von 90° abweichendem Kreuzungsmittel. M. 1 : 165.



c) **Kurvenbrücken.** Wenn die überzuführende Straße in einer Kurve liegt, ist es oft notwendig, auch auf der Brücke die Kurve beizubehalten; man erhält dann eine sog. Kurvenbrücke. Es ist weder empfehlenswert noch üblich, die Hauptträger im Grundriß nach einer Kurve zu krümmen; vielmehr werden diese in jeder Öffnung einander parallel und mit gerader Achse hergestellt (Abb. 263). Zweckmäßig ist es ferner, die Hauptträger parallel zu der in der Öffnungsmitte an die Kurve gelegten Tangente anzuordnen. Die Träger zweier Nachbaröffnungen bilden demnach einen Winkel miteinander, welcher von 180° verschieden ist. Der Grundriß des Pfeilers ist ein Rechteck, dessen lange Seiten dem Halbmesser der Kurve an dieser Stelle parallel sind. Wenn die Kurve nicht sehr scharf ist, können beide Träger einer jeden Öffnung gleich lang gemacht

Abb. 263. Kurvenbrücke über die Ravennaschlucht der Höllentalbahn. M. 1 : 500.



werden, wobei dann die Auflager verschieden weit hinter der Pfeilervorderkante zurückliegen. Bei schärferen Kurven muß man den äußeren Hauptträger länger machen als den inneren.

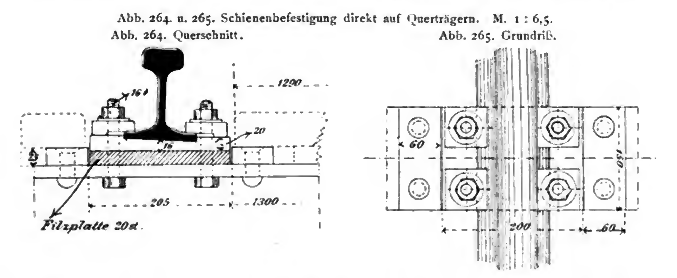
Wenn die Achse des unteren Verkehrsweges die Kurventangenten unter spitzem Winkel schneidet, so erhält man eine schiefe Kurvenbrücke: jeder einzelne Überbau ist wie eine schiefe Brücke zu konstruieren; der Schnittwinkel der Achsen ändert sich von Öffnung zu Öffnung.

§ 30. Die Fahrbahn der Eisenbahnbrücken. Die Fahrbahn auf der Brücke besteht aus dem Gleise mit oder ohne Bettung. Die Fahrbahn ohne Bettung ist die ältere, meist ausgeführte Anordnung; sie ist wesentlich leichter als die neuere Anordnung mit Bettung auf der Brücke. Dagegen hat die Konstruktion mit Bettung auf der Brücke große Vorteile. Der Oberbau ist auf der Brücke genau wie auf der freien Strecke, das Verlegen des Gleises, Einlegen von Weichen und Kreuzungen auf den Bahnhöfen ist ohne Schwierigkeit möglich; die Stöße beim Überfahren der Züge werden gemäßigt, die Sicherheit gegen Feuersgefahr und Durchbrechen der Räder bei Entgleisungen ist viel größer, das Geräusch beim Überfahren der Züge wesentlich geringer, als bei der Konstruktion ohne Bettung; endlich fallen die Ausbesserungsarbeiten an den Auflagern und Maueranschlüssen, welche wegen des Wanderns der Schienen sonst erforderlich werden, hier fort. Die Verminderung des Geräusches beim Befahren der Brücke ist bei Brücken in großen Städten, wie sie bei Bahnhofsumbauten und Stadtbahnen nötig werden, von größter Bedeutung.

a) Fahrbahn ohne Bettung auf der Brücke.

α) Schienen direkt auf den eisernen Trägern. Bei geringer verfügbarer Höhe wohl ausgeführt. Die Schienen ruhen auf eisernen Unterlagsplatten, deren Abstand 54 cm bis 70 cm, entsprechend der Tragfähigkeit der Schiene, ist. Die Auflagerfläche für die Schiene hat die vorgeschriebene Schienenneigung (1 : 20). Die Abb. 264 u. 265[21])

Abb. 264. u. 265. Schienenbefestigung direkt auf Querträgern. M. 1 : 6,5.
Abb. 264. Querschnitt. Abb. 265. Grundriß.



geben eine bei den preußischen Staatseisenbahnen ausgeführte Konstruktion. Die Unterlagsplatten ruhen auf 20 mm starken Filzplatten, welche seitlich durch 25 mm starke, 60 mm breite Flacheisen begrenzt sind. Die Schienen ruhen hier auf eisernen Querträgern; sie werden durch vier federnde Klemmplatten an jeder Auflagestelle befestigt.

[21]) Die Abb. 264, 265, 268 u. 269 sind nach den Normalentwürfen d. Preuß. Staatsbahn, aufgestellt von der Eisenbahndirektion Breslau, angefertigt, die Abb. 266 u. 267 von der Drehbrücke Neuhof in Hamburg, Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1900, S. 1422.

Damit die Klemmplatte federt, wird sie in den beiden Seiten, nicht aber in der Mitte, aufgelagert. Die Filzplatten sollen das Geräusch und die Stöße beim Überfahren mildern. — Die Befestigung der Schienen auf den Querverbindungen der Zwillingsträger kann ähnlich ausgeführt werden, da die Querverbindungen den Querträgern der

Abb. 266 u. 267. Schienenbefestigung direkt auf Längsträgern. M. 1 : 20.

Abb. 266. Querschnitt.

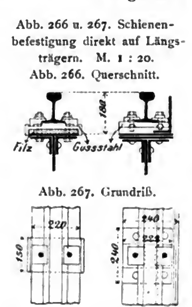


Abb. 267. Grundriß.

Abb. 268 u. 269. Verbindung der hölzernen Querschwellen mit den Trägern. M. 1 : 20.

Abb. 268. Ansicht.

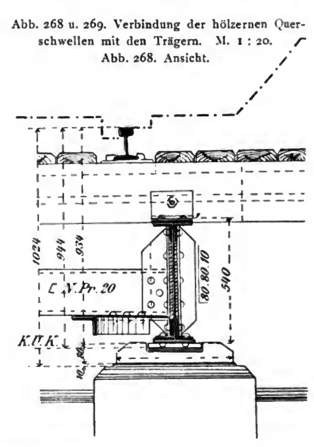
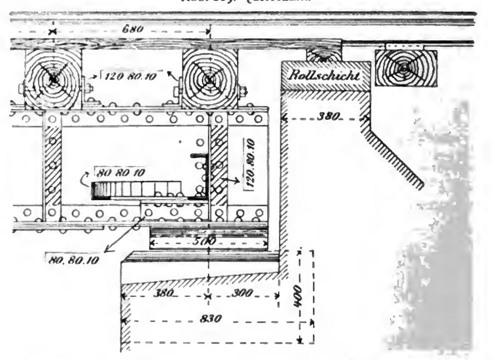


Abb. 264 u. 265 entsprechen. Auch auf Längsträgern kann man die Schienen mittels Unterlagsplatten befestigen (Abb. 266 u. 267).

β) *Schienen auf Holzquerschwellen.* Die Holzquerschwellen mildern die

Abb. 269. Querschnitt.



Stöße, zumal wenn sie auf Trägern ruhen, deren Abstand größer ist als der Schienenabstand. Man legt die Querschwellen bei kleinen Brücken und ausreichender Höhe direkt auf die Hauptträger (Abb. 252, 268 u. 269) oder auf besondere, zwischen den Querträgern angeordnete Längsträger zweiter Ordnung, die hier Schwellenträger genannt werden

(Abb. 253 u. 254). — Die Querschwellen haben etwa 24/26, 18/25, 21/25 cm Querschnitt, 2,7 bis 4,8 m Länge; letztere Länge ist dann nötig, wenn sie die Fußwege und Geländer tragen, da die letzteren wenigstens 4,4 m lichten Zwischenraum bei eingleisiger Brücke haben müssen. Es genügt jedoch, abwechselnd eine lange und eine kurze Querschwelle (2,5 bis 2,7 m) zu verlegen, da die 50 bis 65 mm starken Fußwegbohlen sich auf 1,4 m frei tragen können. Bester Baustoff für die Querschwellen ist Eichenholz (vor der Verwendung mit Schutzanstrich, Karbolineum oder dergleichen, zu versehen); aber auch Kiefern-, Lärchen-, Fichten-, Buchenholz werden verwendet; diese Holzarten sind vor dem Verlegen zu imprägnieren. — Schwellenabstand von Mitte zu Mitte 54 cm bis 70 cm; bei hoher Konstruktion (Querschwellen auf Hauptträgern, s. Abb. 252) lege man über jedes Trägerauflager eine Querschwelle und teile zwischen beiden gleichmäßig ein. An den Auflagerstellen schneidet man die Querschwellen 2 cm tief ein und verkämmt sie mit den Trägern; für die Nietköpfe arbeitet man Vertiefungen aus. — Die Querschwelle wird mit jedem Träger oder Schwellenträger verbunden; eine gute Verbindung ist in Abb. 268 u. 269 dargestellt. Ungleichschenklige Winkeleisenstücke ($\overline{|120 \cdot 80 \cdot 10}$) mit lotrecht gestelltem größeren Schenkel sind auf die Trägergurtung genietet, ein wagerechter, 20 mm starker Schraubbolzen verbindet die Querschwelle mit dem Winkeleisen. Lockern der Mutter soll durch untergelegten Federring verhütet werden. Diese Anordnung gestattet ein Nachziehen der Mutter bei etwaigem Schwinden des Holzes. — Etwas anders ist die Anordnung der Abb. 270, S. 182 (Sächsische Staatsbahn). Die Schwellen sind hier genau zentrisch unterstützt, entweder durch das etwas über die Winkeleisen hinausragende Stehblech oder durch besondere 50 mm breite und 15 mm starke Flacheisen; letztere werden mit den Walzbalken durch Stiftschrauben mit versenkten Köpfen verbunden, bzw. bei Blechträgern mit den Lamellen versenkt vernietet, diese aber in gewöhnlicher Weise auf die Winkeleisen der Träger genietet. Verbindung der Querschwellen mit den Schwellenträgern durch Hakenschrauben; unter die Schwellen kommen Eisenfutter, 10 mm stark.

γ) *Schienen auf Eisenquerschwellen.* Als eiserne Querschwellen werden Belageisen, NPr. Nr. 11, verwendet, die mit einem Zwischenraum von 15 bis 25 mm quer auf die Hauptträger oder Schwellenträger verlegt werden; jedes Belageisen wird mit jedem Träger durch vier Niete oder durch Klemmplatten und Schrauben (Abb. 272 bis 274) verbunden. Man hat zweckmäßigerweise neuerdings auch die Belageisen mittels besonderer untergenieteter Unterlagsplatten zentrisch auf durchlaufenden, mit den Trägern vernieteten Flacheisen gelagert (s. Abb. 280 u. 281), ähnlich wie die Holzquerschwellen in Abb. 270. — Die Tragfähigkeit der Belageisen ist gering; es ist deshalb zweckmäßig, die Träger der Querschwellen lotrecht unter den Schienen, also in 1,5 m Abstand voneinander, anzuordnen. Ein Durchbrechen des Rades bei etwaiger Entgleisung verhütet man wohl durch einen besonderen, in der Gleismitte unter den Belageisen angebrachten sog. Entgleisungsträger (bei Müngsten ausgeführt).

δ) *Berechnung der Querschwellen. Schienenstoß.* Jede Querschwelle hat ein Moment zu ertragen: $M = D \cdot c$; man kann das geringe in Betracht kommende Eigengewicht vernachlässigen und für D die größte Radbelastung einführen (Abb. 275). Die Querschwelle habe rechteckigen Querschnitt von der Breite b und Höhe h, die zulässige Inanspruchnahme für das qcm des Querschnitts sei k, so muß sein:

$$\frac{b \cdot h^2}{6} = \frac{D \cdot c}{k}.$$

Für Holz ist $k = 80$ kg/qcm; ferner muß nach der preußischen Brückenverordnung von 1901 gesetzt werden: $D = 10\,000$ kg; dann darf für $b = 20$ cm, $h = 24$ cm sein:

$$e = \frac{20 \cdot 24^2 \cdot 80}{6 \cdot 10000} = \sim 15 \text{ cm}.$$

Wegen Vergrößerung des Raddruckes durch einseitigen Winddruck setzt man nach der Entwickelung in § 20 (S. 138) besser:

$$D = 10675 \text{ kg}.$$

(Im vorliegenden Zahlenbeispiele erhält man dann ebenfalls:

$$e = \sim 15 \text{ cm},$$

also denselben Wert wie für $D = 10000$ kg, weil bei der ersten Berechnung stark nach oben abgerundet war.)

Demnach würde $\lambda = 1{,}5 + 2 \cdot 0{,}15 = 1{,}8$ m sein. Bei Verwendung eiserner Querschwellen wähle man (s. o.) $e = 0$, $\lambda = 1{,}5$ m. — **Schienenstöße** vermeidet man auf Brücken so viel wie möglich; bei kleinen Brücken dadurch, daß man außergewöhnlich

Abb. 270 u. 271. Verbindung der Querschwellen mit den Schwellenträgern. M. 1 : 20.

Abb. 272 bis 274. Befestigung der Belageisen auf den Trägern. M. 1 : 20.

Abb. 272. Ansicht. Abb. 273. Querschnitt.

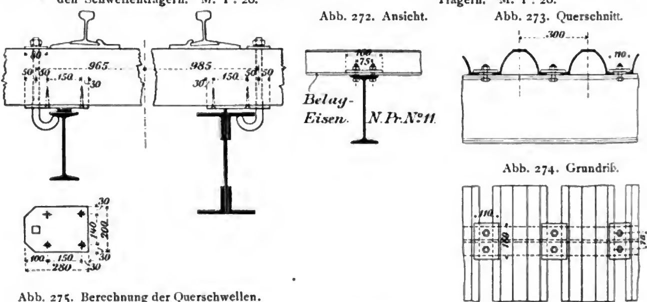
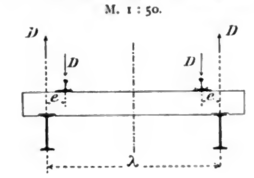


Abb. 274. Grundriß.

Abb. 275. Berechnung der Querschwellen. M. 1 : 50.



lange Schienen von 15 m Länge verlegt. Damit die hierdurch bedingte Verschiebung der Schienenstöße auf der an die Brücke grenzenden freien Strecke ohne ungünstigen Verhau möglich sei, werden auch Schienen von 10 m Länge neben denjenigen von den regelmäßigen Längen 12 m und 15 m vorrätig gehalten. — Bei größeren Brücken kann man die Schienenstöße nicht vermeiden: man verlegt 12 m bzw. 15 m lange Schienen und richtet es so ein, daß auf jeden Schwellenträger eine Anzahl ganzer und zunächst den Querträgern zwei halbe Schwellenabstände kommen. Der Stoß wird als schwebender Stoß ausgeführt, mit geringem Abstand der Stoßquerschwellen, 0,5 m von Mitte zu Mitte; dadurch ergibt sich nahe dem Stoß eine geringe Unregelmäßigkeit in der Schwellenteilung.

b) **Fahrbahn mit Bettung auf der Brücke.** Zur Aufnahme der Bettung (Kies, Schotter u. dgl.) muß eine Fahrbahntafel gebildet werden, welche von einem Netz von Quer- und Längsträgern getragen wird. Die Fahrbahntafel wird hauptsächlich aus Buckelplatten, Belageisen, auch Hängeblechen und ebenen Blechen hergestellt.

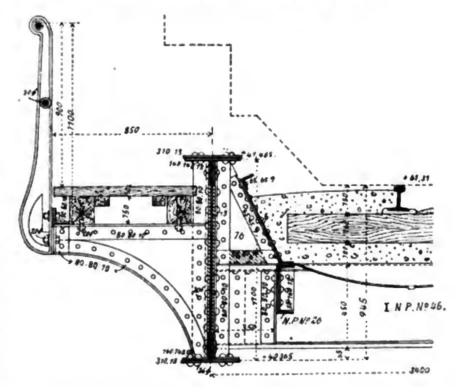
α) *Fahrbahntafel aus Buckelplatten, ebenen Blechen und Hängeblechen.* Über die Form der Buckelplatten ist in § 26 das Erforderliche gesagt. Die Buckelplatten werden auf allen Seiten mit den Trägern des Fahrbahngerippes vernietet, es müssen deshalb deren Oberflächen in derselben Ebene liegen; werden die Buckelplatten auf Trägern mit Gurtplatten befestigt (Abb. 276)[22], so müssen die Gurtplatten über die

Abb. 276. Fahrbahntafel aus Buckelplatten. M. 1 : 40.

Abb. 277. Vernietung der Buckelplatten.



Abb. 278. Koffer zur Aufnahme der Bettung. M. 1 : 25.



ganze Trägerlänge durchlaufen. Gut ist es, die Vernietung der Buckelplatten auf entsprechend verbreiterten Gurtplatten vorzunehmen, weil man dadurch die Vernietung der Fahrbahntafel von derjenigen der Träger unabhängig macht (Abb. 277). Auch ordnet man, falls der Blechträger keine Gurtplatten braucht, über den Buckelplattenrändern eine durchlaufende Platte an, weil sonst die Verbindungsniete der Winkeleisen und der Blechwand durch die Buckelplatten auf Abreißen beansprucht werden. Besser ist es, als Träger der Buckelplatten Walzbalken zu verwenden, bei genügender Breite der Flanschen I-Träger, sonst ⊏-Eisen; bei den ⊏-Eisen müssen die beiden Ränder der benachbarten Buckelplatten einander überdecken; das erforderliche Kröpfen des einen Randes der einen Buckelplatte ist bei den geringen Stärken (6 bis

[22]) Aus »Berlin und seine Bauten«. Berlin 1896, Bd. I, S. 243.

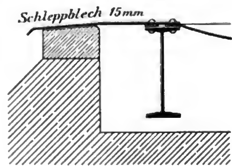
8 mm) der hier verwendeten Buckelplatten nicht schwierig. Die Verwendung von ⊏-Eisen gestattet die Verwendung günstigerer Profileisen, erfordert weniger Bohr- und Nietarbeit; auch werden die Flansche wenig von den Zugkräften der Buckelplatten beansprucht.

Man hat vielfach erstrebt, die eigentliche Tragkonstruktion von der Bettung getrennt zu halten. Man bildet deshalb bei tiefer Lage der Fahrbahn durch seitliche Bleche einen Koffer (Abb. 278)[23]. Die seitlichen Bleche werden auf den Winkeleisen befestigt, die an die Eckaussteifungsbleche genietet sind. Die oberen Ränder der seitlichen Kofferbleche sichert man durch der Länge nach laufende Winkeleisen. — Statt der Buckelplatten werden auch Tonnenbleche, neuerdings auch ebene Bleche zur Bildung der Sohle des Koffers verwendet; die Tragfähigkeit der ebenen Bleche ist geringer, als diejenige der Buckelbleche und Tonnenbleche; bei 8 mm Dicke lasse man sie nicht weiter als 0,85 m frei liegen.

Die Bettung — reiner grober Kies oder gesiebter Steinschlag auf Kiesunterlage — soll zwischen Buckelplatte und Schwellenunterkante 15 cm, besser 20 cm stark sein. Kiesersparnis liegt auch im Interesse der Gewichtsverminderung; Eisenquerschwellen gestatten geringere Gesamtstärke der Bettung als Holzquerschwellen.

Die Entwässerung des Überbaues erfolgt entweder durch Einzelentwässerung der Buckelplatten oder, besser, durch Abführung des Tagewassers über die Endpfeiler (die Widerlager). — Bei der Einzelentwässerung[24]) ist an der tiefsten Stelle jeder Buckelplatte ein 25 bis 35 mm weites Loch, unter welches eine Tülle aus Gasrohr oder Zink, 35 bis 45 mm weit, geschraubt oder gelötet ist. Oberhalb des Tüllenlochs bringt man gußeiserne Siebe oder Schutzhauben mit Schlitzen für den Abfluß des Wassers, Steinplatten, Klinker und darüber Geröllpackung gegen Verstopfung an. Die Fugen sind mit Asphaltkitt oder anderem Dichtungsstoff zu schließen. Das Wasser aus den Tüllen wird durch untergehängte offene Quer- und Längsrinnen von wenigstens 8 cm Breite und 6 cm Tiefe nach den Widerlagern geführt und dort durch Abfallrohre fortgeleitet. Gefälle der Querrinnen wenigstens 1 : 50, Gefälle der Längsrinnen wenigstens 1 : 100. — Bei kleinen Bauwerken und genügendem Gefälle ist die nachstehend beschriebene Entwässerung über die Widerlager vorzuziehen.

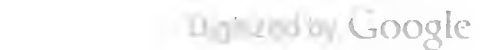
Abb. 279. Endabschluß durch Schleppblech.



Über die Buckelplatten wird Asphalt- oder Zementbeton bis 7 cm stark über den höchsten Stellen der Buckelplatten gebracht, der Beton wird mit Asphaltfilz oder Asphaltfilz mit Bleieinlage (Tektolith) u. dgl. abgedeckt. An den Seitenwänden des Koffers wird die Abdeckung hochgezogen und angeklebt; am oberen Rand ist sie in geeigneter Weise, etwa durch Gegenschrauben eines Profileisens, zu befestigen. Gegen Beschädigungen durch die Stopfhacke, Brechstangen usw. schützt man die Abdeckung durch eine Schutzschicht, z. B. eine trocken verlegte Flachschicht aus hart gebrannten Ziegeln. Stärke der Kiesbettung einschließlich der Schutzschicht bis Schwellenunterkante an schwächster Stelle möglichst 20 cm, mindestens 15 cm. Das Tagewasser wird entweder nach einer in der Längsachse der Brücke gelegenen Längsrinne oder nach zwei rechts und links liegenden Längsrinnen geführt, deren höchste Stellen in der Brückenmitte liegen. Gefälle nach den Widerlagern möglichst groß, $\frac{1}{20}$ bis $\frac{1}{50}$, keinesfalls kleiner als $\frac{1}{80}$. Bei geringer Konstruktionshöhe kann man eiserne Querschwellen verwenden und dadurch 12 bis 15 cm an Höhe gewinnen.

[23]) Aus den Normal-Entwürfen der Preuß. Staatsbahn, aufgestellt von der Eisenbahn-Direktion Breslau.

[24]) Unter Benutzung der Vorschriften der Preuß.-Hessischen Staatsbahn.



Der Endabschluß wird durch ein 10 bis 15 mm starkes Schleppblech vermittelt, welches den Zwischenraum zwischen dem Endquerträger und der Schildmauer des Widerlagers überdeckt (Abb. 279). Das Schleppblech liegt auf der Abdeckplatte der Schildmauer beweglich auf, erhält Seitenwände als Fortsetzung der Seitenwände des Koffers, starkes Gefälle und eine durch Umbiegen des Blechs gebildete Tropfnase. Die Hinterfläche der Widerlagsmauer muß mit dichtem Zementputz und Teeranstrich versehen

Abb. 280 u. 281. Quer über den Hauptträgern liegende Belageisen. M. 1 : 25.

Abb. 280. Querschnitt.

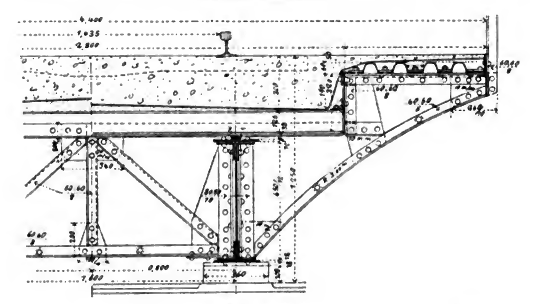
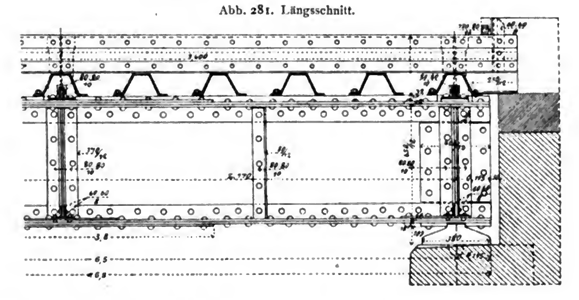


Abb. 281. Längsschnitt.



werden; außerdem ist hinter der Widerlagsmauer genügend starke Steinpackung anzubringen, wenn nicht der Boden sehr wasserdurchlässig ist. Die obenerwähnte Fahrbahntafel aus ebenen, 8 mm starken Blechen gestattet eine einfache Entwässerung. In den beiden Ecken zwischen Sohle und Seitenwand des Koffers sind Rinnen aus Eisenblech, die das Wasser mit Längsgefälle von wenigstens 1 : 100 hinter die Widerlager führen. Quergefälle 1 : 30.

β) *Fahrbahntafel aus Belageisen.* Die Fahrbahntafel besteht aus nebeneinander gelegten Belageisen, welche mit Zwischenräumen verlegt und mindestens bis zur Kopfhöhe einbetoniert werden; die Betonoberfläche wird mit Holzzement, Asphaltfilz u. dgl. überdeckt und genau in der gleichen Weise entwässert, wie unter α bei den Buckel-

platten angegeben ist. Das Tagewasser braucht nicht über die Widerlager abgeführt zu werden, kann vielmehr vor den Endpfeilern durch in den Beton eingelegte Abzugs-

Abb. 282 bis 284. Parallel der Brückenachse auf Querträgern liegende Belageisen.

Abb. 282. Querschnitt. M. 1 : 25.

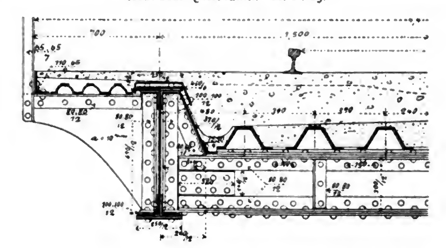


Abb. 283. Längsschnitt. M. 1 : 25.

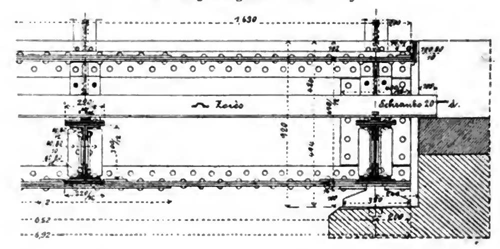
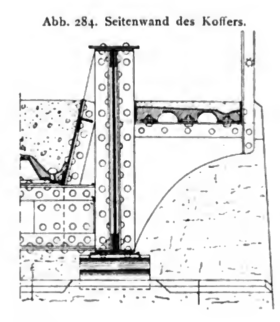


Abb. 284. Seitenwand des Koffers.



röhren entfernt werden. — Die **Belageisen** werden quer zur Brückenachse oder parallel zu dieser gelegt. Abb. 280 u. 281 [25]) zeigen eine solche Brücke mit quer über den Hauptträgern liegenden Belageisen im Querschnitt und Längsschnitt. Wegen der geringen Tragfähigkeit der Belageisen kann hier der Abstand der Hauptträger nicht viel größer als der Schienenabstand, 1,5 m, sein. Die Belageisen ruhen auf den Hauptträgern, wie bereits auf S. 181 angegeben ist, mittels eiserner Längsschienen und belasten die Träger genau zentrisch. Über dem dichtenden Asphaltfilz oder Holzzement wird auch hier eine Schutzschicht, trockene Ziegelflachschicht empfohlen zum Schutz gegen

[25]) Abb. 280 bis 284 geben Konstruktionen von der Schweiz. Nordostbahn, vgl. Schweiz. Bauzeitung 1891. Bd. XVIII, S. 134 f.

Beschädigungen durch die Stopfhacke u. dgl. Bettung über Beton an der schwächsten Stelle einschließlich Schutzschicht bis Schwellenunterkante mindestens 15 bis 20 cm stark.

Abb. 282 bis 284 zeigen diese Fahrbahn bei kleinerer Konstruktionshöhe. Die Belageisen sind parallel der Brückenachse gelegt und ruhen auf naheliegenden Querträgern; entsprechend der verschiedenen Belastung sind sie unter den Schienen näher aneinander gelegt, in der weniger belasteten Mitte weiter voneinander. Die Seitenwände des Koffers sind wie in Abb. 278 auch hier angeordnet.

Bei schiefen Brücken kann man die Belageisen schief auf die Hauptträger legen, so daß sie parallel der Achse des unteren Weges sind, und sie an beiden Enden schief abschneiden, eine sehr einfache Lösung der bei einer schiefen Brücke auftretenden Schwierigkeit.

§ 31. Die Fahrbahn der Straßenbrücken.

Die Fahrbahn der Straßenbrücken besteht aus der Fahrbahndecke, dem Teil, auf welchem gefahren wird, und der Fahrbahntafel, dem tragenden Teil. Die Fahrbahndecke wird hergestellt als Bohlenbelag, Schotter, Stein- oder Holzpflaster, Asphalt.

a) **Bohlenbelag.** Gewöhnlich als doppelter Bohlenbelag, die obere, schwächere Lage 6 bis 8 cm stark als Fahrbahndecke, die untere, tragende Bohlenlage, die Fahrbahntafel, stärker, 10 bis 13 bzw. 15 cm stark nach dem Ergebnis der Berechnung. Beide Bohlenlagen werden quer zur Längsachse der Brücke gelegt, in der oberen Lage die Bohlen

Abb. 285 u. 286. Befestigung des Bohlenbelags.

Abb. 285. Brücke über die Ahe. Dortmund-Ems-Kanal.

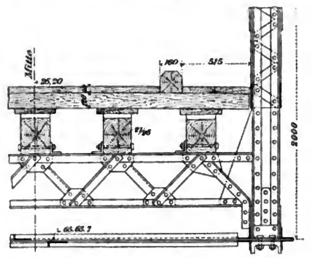
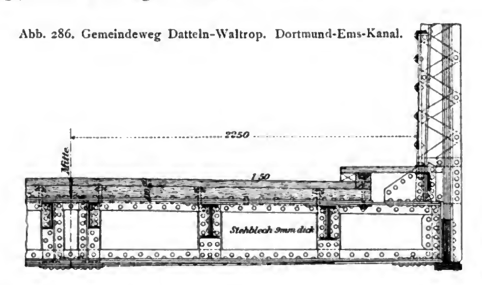


Abb. 286. Gemeindeweg Datteln-Waltrop. Dortmund-Ems-Kanal.



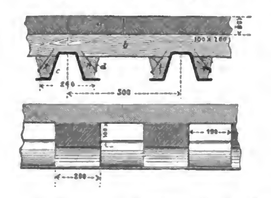
dicht aneinander (Abb. 285 u. 286)[26]. — Als Material wird Eichenholz, Kiefernholz, Buchenholz verwendet. — Für den oberen Belag sind harte Holzarten, Eichenholz und Buchenholz, zweckmäßig; Kiefernholz wird rasch rauh und faserig und nutzt sich bei starkem Verkehr schnell ab. Buchenholz hat sich auf verschiedenen Brücken verschieden bewährt; es ist dicht und hart und wird durch das Fuhrwerk nur wenig abgenutzt, hat aber Neigung, sich zu werfen und zu reißen; sehr empfindlich ist es gegen Wechsel

[26]) Aus: Zeitschr. f. Bauwesen, 1902, Bl. 22.

von Nässe und Trockenheit, wird bei Regen und Reif glatt, so daß schon geringe Steigung der Bahn das Befahren gefährlich macht. Die untere Bohlenlage stockt, wenn sie aus Buchenholz hergestellt ist, leicht, wo der Oberbelag dicht schließend darüber liegt. Für den Oberbelag kann man bei starkem Verkehr, wagerechter oder nahezu wagerechter Bahn Buchenbohlen verwenden, für den Unterbelag wird Kiefern- und Eichenholz empfohlen.

Die Befestigung der Bohlen geschieht durch Nagelung auf Holzlängsbalken, welche auf den eisernen Querträgern ruhen (Abb. 285), oder auf hölzernen Langschwellen, die auf Längsträgern zweiter Ordnung durch Schrauben mit versenkten Muttern befestigt sind. — Eine gute Befestigung ist in Abb. 286 (Dortmund-Ems-Kanal, Gemeindeweg Datteln-Waltrop) dargestellt. Die untere Bohlenlage ist durch Hakenschrauben mit versenkten Muttern mit den Längsträgern zweiter Ordnung verbunden, und auf dieser Lage ist die obere Bohlenlage genagelt. Gute Befestigung auf Belageisen (*c*) mit Hilfe untergenagelter Eichenklötze (*d*) zeigt Abb. 287 von der Honigsbrücke in Königsberg. Der Bohlenbelag, *a* ruht auf eichenen, 0,390 m von Mitte zu Mitte entfernten Längsbohlen *b*, diese auf Belageisen; *d* sind imprägnierte Unterlagsklötze, ebenfalls aus Eichenholz[27]. — Der gesamte Querschnitt wird zweckmäßig mit einer durchgehenden Längsfuge des Bohlenbelags in der Brückenachse konstruiert, damit man bei Ausbesserungen zunächst die eine und darauf die andere Brückenhälfte in Arbeit nehmen kann; dann legt man nahe der Brückenachse zwei Längsträger zweiter Ordnung (Abb. 286).

Abb. 287. Bohlenbefestigung auf Belageisen, der Honigsbrücke in Königsberg. M. 1 : 20.



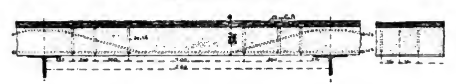
b) Schotter, Pflaster und Asphalt auf Beton und eiserner Fahrbahntafel. Bei Verwendung von Schotter, Holz- oder Steinpflaster und Asphalt als Fahrbahndecke wird die Fahrbahntafel nur ausnahmsweise aus Holzbohlen, gewöhnlich als eiserne oder Betoneisentafel hergestellt. In betreff der eisernen Fahrbahntafel wird auf die Angaben in § 30 bei den Eisenbahnbrücken verwiesen; Buckelplatten, Belageisen, Trägerwellblech kommen hier wie dort in gleicher Weise zur Ausführung. Ausfüllung mit Zementbeton bis 6 bis 8 cm über den höchsten Stellen der Buckelplatten bzw. Belageisen, darauf kommt eine wasserdichte Abdeckung durch Asphaltfilz und dann der Schotter, mit Quergefälle, womöglich $\frac{1}{30}$ bis $\frac{1}{50}$. Stärke des Schotters im Mittel 15 cm, in der Brückenmitte wenigstens 18 cm. Steinpflaster ist sehr schwer; man wählt es deshalb seltener, macht es etwa 12 cm stark und versetzt es auf mindestens 2 cm starker Kiesbettung über dem Betonbett. Quergefälle 1 : 30 bis 1 : 40.

Leichter ist Holzpflaster, das man nicht unter 12 cm stark verwende; es wird mit der Hirnseite nach oben gestellt. Breite der Holzklötze nicht kleiner als 8 cm, Länge 15 bis 20 cm. Versetzen mit 3 bis 8 mm starken Fugen auf glattem Zementstrich. Die Fugen werden mit Teer- und Pechmischung 1 bis 2 cm hoch gefüllt, der Rest der Fugenhöhe mit Zement oder Asphalt vergossen. Ein Nachteil des Holzpflasters ist das Auftreten von Verwerfungen und Ausbauchungen durch Größenänderungen bei wechselnder Wärme der Luft und durch das Tagewasser. Man vermindert das Werfen durch Tränken der Holzstücke (mit Karbolsäure oder Zinkchlorid u. dgl.) und dadurch, daß man jederseits zwischen Bordschwelle und Holzflaster eine mit nachgiebigem Material ausgefüllte Fuge herstellt (Tonfuge). Ferner versieht man das Pflaster mit einem Bewurf

[27]) Zentralbl. d. Bauverw. 1881, S. 163.

aus feinem Kies oder grobem Sand bzw. Porphyrgrus, der in das Holz eingefahren wird, die Oberfläche hart macht und auch den ungünstigen Einfluß tierischer Auswurfstoffe vermindert. Quergefälle 1 : 30 bis 1 : 50.

Abb. 288. Brückentafel aus Betoneisen. M. 1 : 40.
Isle-Brücke in Genf.



Asphalt für Fahrbahndecke kommt als Stampfasphalt auf Betonunterlage (s. oben) zur Verwendung, 4 bis 8 cm stark. Ist nur zulässig bei geringem Längsgefälle auf der Brücke, das 1 : 80 nicht übersteigen sollte (man vgl. hierüber: »Berlin und seine Bauten« 1896, Bd. I, S. 35 u. 36 usw.; »Hütte« 1902, II, S. 100, 310, 323).

Abb. 289. Plattenbalken. M. 1 : 70.
Brenzbrücke in Heidenheim.

Betoneisenkonstruktionen werden neuerdings vielfach zur Herstellung der Brückentafel verwendet; man verlegt mit Eiseneinlagen versehene Betonplatten auf oder zwischen den eisernen Haupt- oder Querträgern und kann dabei eines der vielen üblichen Systeme verwenden (MONIERplatten, KOENENsche Voutenplatten, KLETTsche Platten usw.). Sehr zweckmäßig ist es, die Haupt- bzw. auch die Querträger ebenfalls als Eisenbetonbalken herzustellen und mit diesen die aus Eisenbeton bestehenden Platten für Fahrbahn und Fußwege zu einem gemeinsam tragenden Balken, einem sog. Plattenbalken, zu verbinden. Die Abb. 288 u. 289[28]) zeigen diese beiden Anordnungen. Die Fahrbahndecke

Abb. 290. Fahrbahn von WAYSZ & FREITAG. M. 1 : 50.

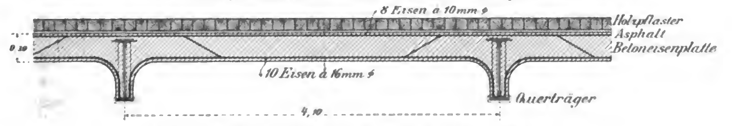
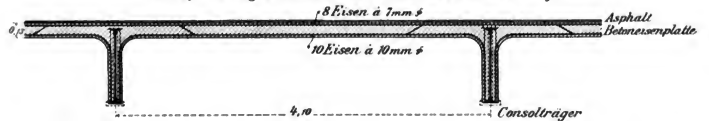


Abb. 291. Fußweg in Eisenbeton von WAYSZ & FREITAG. M. 1 : 50.



wird aus Asphalt, Holzpflaster, Schotter oder Steinpflaster in üblicher Weise gebildet. In den Abbildungen 290 und 291 sind zwei Konstruktionen der Firma WAYSZ & FREITAG vorgeführt, eine für Fahrbahn, eine zweite für Fußwege (vgl. den folgenden Paragraph).

[28]) Die Abb. 288 u. 289 sind nach P. CRISTOPHE, Der Eisenbeton und seine Anwendung, Berlin 1903, Verlag der Tonindustriezeitung, S. 159 u. 161, hergestellt. Die Abb. 290 u. 291 sind aus dem »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, der Brückenbau, 3. Aufl., 3. Abt., Kap. X, bearb. von Geh. Baurat Prof. LANDSBERG, entnommen.

§ 32. Die Fußwege der Eisenbahnbrücken und der Straßenbrücken. Wie bei der Fahrbahn unterscheidet man auch hier den tragenden Teil, die Fußwegtafel, und den Teil, auf welchem der Verkehr stattfindet, die Fußwegdecke. Beide Teile sind zu einem vereinigt, wenn auf dem tragenden Teil der Verkehr unmittelbar stattfindet. Die einfachste Anordnung ist die eines einfachen Bohlenbelags, der parallel oder senkrecht zur Brückenachse verlegt werden kann. Seine Stärke ist 5 cm bis 10 cm, je nach der Länge, auf welche sich die Bohlen frei tragen müssen. Als Belastung kann man auf das laufende Meter der Bohle 150 kg annehmen (Belastung durch zwei Mann), Breite der Bohlen 15 bis 30 cm; Verlegung mit je 2,5 cm Zwischenraum. Zulässige Inanspruchnahme der Holzbohlen 80 kg/qcm bis 100 kg/qcm.

Auf den quergelegten Holzquerschwellen der Eisenbahnbrücken (Abb. 252), von denen nur jede zweite entsprechende Länge für Fußwegunterstützung zu erhalten braucht, werden die Bohlen genagelt. Werden die Holzbohlen von eisernen Walz- oder Blechbalken getragen, so verbinde man mehrere (etwa drei) Bohlen durch untergenagelte oder untergeschraubte Querbohlen (50 · 100) zu Tafeln; die Querleisten verhindern eine Querverschiebung der Tafel, die durch ihr Gewicht genügend festliegt. Auch kann man zum Festhalten einzelne Hakenschrauben wie in Abb. 286 verwenden. Eine derartige Anordnung zeigt Abb. 278 für hölzerne Längsbalken.

Fußwegdecke und Fußwegtafel sind auch bei Verwendung von Steinplatten aus Granit oder Sandstein und von Betonplatten mit Eiseneinlagen (Abb. 291) zu einem Konstruktionsteil vereint. Steinplatten werden auf allen vier Seiten oder auf zwei Seiten unterstützt; sie sind zu berechnen, sollten aber nicht schwächer als 8 bis 10 cm gewählt werden, auch wenn die Berechnung kleinere Stärken ergibt. Betonplatten mit Eiseneinlagen können je nach der Lichtweite (1,0 bis 2,5 m und mehr) 50 mm bis 60 mm stark und stärker sein. Die Anfertigung der Betoneisenplatten kann an Ort und Stelle vorgenommen werden, es können aber auch die fertigen Platten auf den Trägern verlegt werden, wobei sie in halber Spundung übereinandergreifen.

Wenn Fußwegdecke und -tafel nicht zu einem Konstruktionsteil vereinigt sind, so stellt man die Decke ebenfalls aus Bohlen oder in Gußasphalt, bzw. Zementguß auf Beton her, die Fußwegtafel aus leichtem Belageisen (Nr. 6 oder $7\frac{1}{2}$) (Abb. 280, 282 u. 284) oder Wellblech, bzw. Trägerwellblech, auch wohl Buckelplatten oder Tonnenblechen; die letzteren wendet man unter den Fußwegen mit nach oben gewendeter Wölbung an, um die größere Höhe der Fußwege ohne großen Betonaufwand zu erreichen. Mangelhafte Entwässerung zwischen den Buckelplatten ist hier nicht zu befürchten, da man durch dichte Abdeckung dafür Sorge tragen kann, daß das Tagewasser nicht an die Fußwegtafel kommt. Sowohl Belageisen wie Wellblech werden je nach der Lage der unterstützenden Träger quer oder parallel zur Brückenachse gelegt. Abstand der Belageisen je nach der Tragfähigkeit verschieden groß, von Mitte zu Mitte etwa 200 bis 350 mm. Der Raum zwischen den Belageisen wird mit Beton ausgefüllt, bis 20 mm über dem Belageisen; ebenso kommt auf das Wellblech, bzw. die Buckelplatten und Tonnenbleche Beton bis 20 bis 30 mm über den höchsten Stellen der eisernen Decke. Die Asphaltschicht auf dem Beton ist 20 mm stark.

§ 33. Verbindung der Längsträger II. Ordnung mit den Querträgern und der Querträger mit den Hauptträgern. Es handelt sich hier um die Anschlüsse von Walzbalken (I und ⊏) an Walzträger und Blechträger, sowie um denjenigen von Blechträgern an Blechträger. Für die Anschlüsse von Blechträgern an gegliederte Hauptträger sind in § 42 einige Beispiele vorgeführt. Es können hier nur die festen Anschlüsse besprochen werden.

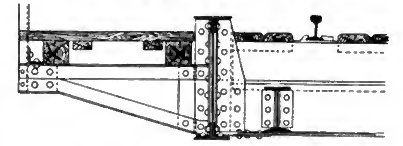
Bei geraden Brücken und auch bei den meisten Anschlüssen der schiefen Brücken sind zwei lotrechte Wände miteinander zu verbinden, die einander im Grundriß unter rechtem Winkel schneiden; die Verbindung wird mit Hilfe von lotrecht gestellten Winkeleisen vorgenommen. Selbstverständlicher Grundsatz ist, daß der stützende Balken durchgeht, der gestützte Balken an ihm befestigt wird.

Die Befestigungswinkeleisen sind gleichschenklig oder, wenn es wünschenswert ist, den gestützten Balken mit zwei Reihen von Nieten anzuschließen, ungleichschenklig. Schenkellänge von 6,5 cm genügt für den kürzeren Schenkel meistens.

Die Befestigung von Walzbalken an Walzbalken zeigen die Abb. 292.[29]), 276 u. 278. Bei Abb. 292 sind sowohl der stützende Querträger, wie der getragene Längsträger II. Ordnung I-Balken; der letztere hat eine nur wenig geringere Höhe als der erstere, die Befestigungswinkeleisen liegen zwischen den Flanschen des gestützten Walzbalkens. Bei größerer Höhe des stützenden Trägers lasse man von den beiden Verbindungswinkeleisen des getragenen Trägers eines auf die ganze Höhe des höheren Trägers durchlaufen, so daß die Last sich auf den ganzen Trägerquerschnitt überträgt und nicht nur auf einen wenig widerstandsfähigen Stegteil. Bei ⊏-Querschnitt des anzuschließenden Balkens ist das, wie Abb. 278 zeigt, leicht durchführbar, weniger leicht bei I-Querschnitt. Man schneidet in diesem Falle für das über die ganze Höhe des stützenden Trägers fortlaufende Anschlußwinkeleisen die Flanschen des gestützten I-Trägers an den Enden ab; das zweite Anschlußwinkeleisen bemißt man so, daß es zwischen den Flanschen dieses Trägers Platz findet. Man vermeidet so das Abschneiden aller vier Flanschen.

Wenn an derselben Stelle ein zweiter Längsträger zweiter Ordnung an den Querträger anschließt, so setze man bei diesem das längere Anschlußwinkeleisen übereck dem längeren Winkeleisen des andern Trägers gegenüber. Man erreicht so eine sehr gute Aussteifung des stützenden Trägers. — Damit möglichst wenige Flanschen abgeschnitten werden müssen, wird empfohlen, den anzuschließenden Träger so zu legen, daß eine seiner Gurtungen, die obere oder untere, nahezu in gleiche Höhe kommt wie diejenige des stützenden Trägers. An der betreffenden Gurtung braucht man die Flansche nicht abzuschneiden.

Abb. 292. Befestigung der Walzbalken an Walzbalken.



Anschluß von Walzbalken an Blechträger zeigen Abb. 292 u. 278. In Abb. 292 ist der als Walzbalken ausgebildete Querträger an den Hauptträger, einen Blechträger, angeschlossen. Die Anschlußwinkeleisen sind ein ungleichschenkliges, auf der Vorderseite der Abbildung, und ein gleichschenkliges, auf der Hinterseite der Abbildung, letzteres ist punktiert gezeichnet. Soweit die Schenkel dieser Winkeleisen reichen, sind die oberen Flanschen der Querträger abgeschnitten, bei den unteren Flanschen war Abschneiden dieser nicht nötig, weil sie nahezu in gleicher Höhe mit dem Untergurt des Hauptträgers liegen. Auf dem Winkeleisen des Untergurts des Hauptträgers und unter den unteren Flanschen des Querträgers liegt das Knotenblech für den Anschluß der Winddiagonalen. Das ungleichförmige Anschlußwinkeleisen ist, entsprechend dem Bedarf, trapezförmig geschnitten. Um eine Kröpfung der Anschlußwinkeleisen über die Gurtungswinkeleisen des Hauptträgers zu vermeiden, legt man unter

[29]) Abb. 292 ist nach den Normal-Entwürfen der Preuß. Staatsbahn, aufgestellt von der Eisenbahn-Direktion Breslau, angefertigt.

die Anschlußwinkeleisen auf die Blechwand des Hauptträgers Futterstücke, deren Länge durch den Abstand der Winkeleisen des Hauptträgers bedingt ist. Diese Konstruktion zeigen die Abb. 278, 292 u. 284, während Abb. 276 gekröpfte Anschlußwinkeleisen aufweist.

Anschluß von Blechträger an Blechträger. Die Abb. 282 u. 284 zeigen eine gute Verbindung beider Träger. Das Stegblech des Querträgers ist nahe dem Querträgerende jederseits mit einem in derselben Ebene liegenden trapezförmigen Bleche durch Doppellaschen verbunden; dieses trapezförmige Blech wird dann mittels zweier lotrechter Anschlußwinkeleisen mit den Hauptträgern vernietet und bildet eine wirkungsvolle Querversteifung. Die Momente in der Nähe der Querträgerenden sind klein, so daß eine verhältnismäßig kleine Zahl von Nieten zum Stoße des Stegblechs genügt. Unter die Anschlußwinkeleisen werden auch hier zweckmäßig Futterbleche auf die Blechwand des Hauptträgers gelegt; die Gurtwinkeleisen des Querträgers können über die Anschlußwinkeleisen gekröpft werden, ähnlich wie die Winkeleisen der Fußwegkonsolen in Abb. 292 über die Anschlußwinkeleisen dieser Konsolen gekröpft sind. In Abb. 282 u. 284 ist von einer solchen Kröpfung abgesehen; die Gurtwinkeleisen des Querträgers hören hier am Anschlußwinkeleisen auf.

Gute Befestigung der Längsträger zweiter Ordnung (I- und C-Walzbalken) am Blechquerträger zeigt auch Abb. 286. Unter die Anschlußwinkeleisen der Walzbalken sind auf die Blechwand des Querträgers zwischen dessen Gurtwinkeleisen Futterbleche gelegt, die in der Abbildung sichtbar sind; die Anschlußwinkeleisen liegen zwischen den Flanschen der gestützten Träger; über die Futterbleche und die unteren Gurtwinkeleisen der Querträger sind zur Vergrößerung der Steifigkeit weitere Bleche gelegt.

§ 34. Allgemeines über die Hauptträger der eisernen Brücken.

Die Hauptträger sind:

1. Balkenträger, d. h. Träger bei denen die Auflagerdrücke infolge lotrechter Lasten ebenfalls lotrecht sind,

2. Bogenträger, d. h. Träger, deren durch lotrechte Belastung erzeugte Auflagerkräfte auf die Träger schief nach innen wirken,

3. Hängeträger, d. h. Träger, deren durch lotrechte Belastung erzeugte Auflagerkräfte schief nach außen auf die Träger wirken.

Die Angaben außen und innen sind im Sinne der betreffenden Öffnung zu verstehen. In den folgenden Paragraphen werden nur Balkenträger besprochen. Brücken, deren Hauptträger Balkenträger sind, nennt man Balkenbrücken. Die Balkenträger sind vollwandige oder solche mit gegliederten Wandungen, Fachwerkträger genannt. Balkenträger mit nur zwei Auflagern sind statisch bestimmt in bezug auf die äußeren Kräfte: man kann die Auflagerdrücke nach den allgemeinen Gleichgewichtsbedingungen leicht berechnen; Balkenträger mit mehr als zwei Auflagern, sog. kontinuierliche oder durchlaufende Träger, sind statisch unbestimmt, ihre Berechnung ist nur möglich unter Rücksichtnahme auf die elastischen, bei der Belastung auftretenden Formänderungen. Die Berechnung ist weniger zuverlässig als diejenige der statisch bestimmten Träger, zumal auch kleine unbeabsichtigte und unbemerkte Formänderungen großen Einfluß haben. In Deutschland sind deshalb die kontinuierlichen Träger wenig beliebt und werden nur dort ausgeführt, wo man sie nicht gut umgehen kann.

Stützweite oder Berechnungsweite eines Balkenträgers ist der Abstand der Auflagermitten. Bei kontinuierlichen Trägern hat man mehrere Stützweiten, die einander natürlich auch gleich sein können. Die Stützweite (l) ist immer größer als die Lichtweite (λ). Man kann setzen:

$$l_m = 1{,}01\ \lambda_m + 0{,}5 \text{ m}.$$

Die Stützweite ist bei kleinen Brücken bis zu 10 m auf volle Dezimeter, bei Weiten von 10 bis 30 m auf volle Meter, von 30 m aufwärts auf gerade Meterzahl abzurunden. (Preuß. Verordn. 1903.)

Die vollwandigen Träger empfehlen sich für kleine Stützweiten, die Fachwerkträger für größere und große Stützweiten. Bei den Fachwerksträgern wird das Eisen auf Zug und Druck beansprucht, bei den vollwandigen Balkenträgern auf Biegung; letztere Beanspruchung gestattet weniger günstige Ausnutzung des Baustoffs, so daß theoretisch die Fachwerksträger leichter sind als vollwandige. Dieser Vorteil tritt aber erst bei größeren Stützweiten zutage, weil bei kleineren Stützweiten die Fachwerksträger erhebliche Zuschläge zu den theoretisch nötigen Materialmengen bedingen. Dazu kommt die teure Arbeit bei den Fachwerksbrücken. Die Grenze, bis zu welcher man allgemein vollwandige Balkenträger verwendet, ist 15 m, nach der preußischen Brückenverordnung von 1903 beträgt sie 20 m. Brücken mit mehr als 20 m Stützweite erhalten bei uns in der Regel Fachwerksträger, nur ausnahmsweise Blechträger.

Die Vorzüge der Blechträger kurz zusammengefaßt sind: die Herstellung ist einfach und darum billig; die Querschnitte sind geschlossen, bieten dem Rost wenig Angriffsfläche und gestatten gute und leichte Unterhaltung des Anstrichs; die Querträger (bei tiefer Konstruktion) und die Querschwellen bzw. Querverbindungen (bei hoher Konstruktion) können an beliebiger, aus sonstigen Gründen zweckmäßiger Stelle angebracht werden.

Nachteile der größeren Blechträger sind: sie bieten dem Wind eine große Angriffsfläche, sehen plump aus und sind verhältnismäßig schwer.

§ 35. Einiges über die Berechnung der eisernen Brückenträger.

Für die Berechnung der eisernen Brückenträger (Balkenträger) sind die infolge der Belastungen auftretenden Momente und Querkräfte maßgebend.

A. Momente und Querkräfte durch Eigengewicht.

Bezeichnet man das Eigengewicht für das laufende Meter Träger mit g, die Stützweite eines Balkenträgers mit l, so ist für einen Querschnitt, der um x vom linken Auflagerpunkte entfernt ist, das Moment durch Eigengewicht:

$$M_g = \frac{g}{2}(l \cdot x - x^2) = \frac{g \cdot l^2}{2}\left(\frac{x}{l} - \frac{x^2}{l^2}\right) = \omega \cdot \frac{g \cdot l^2}{2},$$

wenn
$$\omega = \left(\frac{x}{l} - \frac{x^2}{l^2}\right) \text{ ist.}$$

Man erhält für

$\frac{x}{l}$ =	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
ω =	0	0,09	0,16	0,21	0,24	0,25	0,24	0,21	0,16	0,09	0
M_g =	0	0,045	0,08	0,105	0,12	0,125	0,12	0,105	0,08	0,045	0

(Werte für M_g mal $g \cdot l^2$)

Die Querkraft durch Eigengewicht ist für einen Querschnitt im Abstande x vom linken Auflager:

$$Q_g = \frac{g}{2}(l - 2x) = \frac{g \cdot l}{2}\left(1 - \frac{2x}{l}\right) = \frac{g \cdot l}{2} \cdot \mu,$$

wenn $\mu = \left(\frac{1 - 2x}{l}\right)$ ist.

Man erhält für:

$\frac{x}{l}$ =	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
μ =	1	0,8	0,6	0,4	0,2	0	— 0,2	— 0,4	— 0,6	— 0,8	— 1
Q_g =	1	0,4	0,3	0,2	0,1	0	— 0,1	— 0,2	— 0,3	— 0,4	— 0,5

$\underbrace{\qquad\qquad}_{g \cdot l}$

Abb. 293 u. 294. Berechnung eiserner Balkenträger.

Abb. 293.

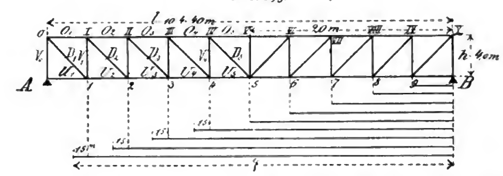
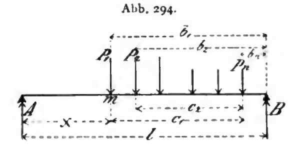


Abb. 294.



B. Größte Momente und Querkräfte durch Verkehrsbelastung.

a) Für Eisenbahnen. Der für die Berechnung der preußisch-hessischen Eisenbahnen maßgebende Lastenzug ist auf S. 68 vorgeführt. Die durch diesen Zug erzeugten Größtmomente $M_{p\,\max}$ sind im Ministerium der öffentlichen Arbeiten in Preußen berechnet und in dem Erlaß vom 1. Mai 1903 veröffentlicht worden. Aus diesem Erlaß sind die nachstehenden Tabellen entnommen. Zur Erläuterung sei bemerkt: Tabelle X enthält die größten Momente $M_{p\,\max}$ für die Trägermitten und für Stützweiten von $l = 1$ m bis $l = 150$ m für ein Gleis in Tonnen-Metern. Bei zwischen den angegebenen Stützweiten liegenden l ist geradlinig einzuschalten, wobei die Werte $\frac{\Delta M_{p\,\max}}{\Delta l}$ der Tabelle benutzt werden können. Die Werte $p = \frac{8 M_{p\,\max}}{l^2}$ geben die gleichförmig über den ganzen Überbau f. d. lfd. Meter verteilten Lasten p, welche die gleichen $M_{p\,\max}$ erzeugen, wie der angenommene Lastenzug.

Die Tabelle XI gibt an, in welchem Verhältnis die an den verschiedenen Stellen des Trägers im Abstande x vom Auflager auftretenden, durch Verkehrslast erzeugten ungünstigsten Momente zu den Momenten $M_{p\,\max}$ in der Trägermitte stehen. Nachdem aus der ersten Tabelle $M_{p\,\max}$ gefunden ist, erhält man leicht aus dieser Tabelle die Werte an den übrigen maßgebenden Stellen.

Beispiel. Sei $l = 40$ m und seien 10 Felder à 4 m vorhanden; die Knotenpunkte der unteren Gurtung seien mit $A \cdot 1 \cdot 2 \ldots 9 \cdot B$ bezeichnet. Dann ist nach Tabelle X für $l = 40$ m $M_{p\,\max} = 1416$ mt für ein Gleis. Für die Punkte $1 \cdot 2 \ldots$ ist nach Tabelle XI:

Tabelle X. Größte Biegungsmomente $M_{p\,max}$ durch Verkehrslast.

l m	M_{max} mt	$\frac{\Delta M_{max}}{\Delta l}$ t	l m	M_{max} mt	$\frac{\Delta M_{max}}{\Delta l}$ t	l m	M_{max} mt	$\frac{\Delta M_{max}}{\Delta l}$ t
1,0	5,00	5,00	15	243,9	26,1	60	2900	81,5
1,2	6,00	5,00	16	270,0	27,8	62	3063	84,5
1,4	7,00	5,00	17	297,8	29,2	64	3232	85,0
1,6	8,00	5,00	18	327,0	32,8	66	3402	86,5
1,8	9,00	5,00	19	359,8	34,2	68	3575	88,0
2,0	10,00	5,00	20	394,0	37,5	70	3751	88,0
2,2	11,00	5,00	22	469,0	40,8	72	3927	91,0
2,4	12,00	5,80	24	550,5	40,8	74	4109	93,0
2,6	13,16	9,25	26	632,0	48,1	76	4295	94,5
2,8	15,01	9,30	28	728,2	52,1	78	4484	95,0
3,0	16,88	9,40	30	832,3	53,5	80	4674	97,0
3,2	18,76	9,50	32	939,2	55,4	82	4868	97,5
3,5	21,61	13,8	34	1050	57,5	84	5063	100
4,0	28,50	14,2	36	1165	60,5	86	5263	101
4,5	35,63	14,2	38	1286	65,0	88	5464	103
5,0	42,75	14,3	40	1416	68,0	90	5669	104
6	57,00	16,4	42	1552	68,5	92	5876	107
7	73,45	20,1	44	1689	71,5	94	6089	107
8	93,50	21,2	46	1832	72,0	96	6303	109
9	114,7	21,2	48	1976	73,5	98	6520	110
10	135,9	21,2	50	2123	75,0	100	6740	118
11	157,1	21,3	52	2273	75,0	110	7918	126
12	178,4	21,3	54	2423	77,0	120	9176	134
13	199,7	21,3	56	2577	80,0	130	10520	144
14	221,0	22,9	58	2737	81,5	140	11965	155
15	243,9		60	2900		150	13510	

Tabelle XI. Die durch Verkehrslast erzeugten ungünstigsten Momente im Abstand x vom Auflager.

$\frac{x}{l}$	$\frac{M_x}{M_{max}}$	$\frac{\Delta \frac{M_x}{M_{max}}}{\Delta \frac{x}{l}}$	$\frac{x}{l}$	$\frac{M_x}{M_{max}}$	$\frac{\Delta \frac{M_x}{M_{max}}}{\Delta \frac{x}{l}}$	$\frac{x}{l}$	$\frac{M_x}{M_{max}}$	$\frac{\Delta \frac{M_x}{M_{max}}}{\Delta \frac{x}{l}}$
0,00	0,0	4,45	0,20	0,703	2,35	0,40	0,922	0,30
0,02	0,089	4,25	0,22	0,750	2,15	0,42	0,998	0,10
0,04	0,174	4,00	0,24	0,793	2,00	0,44	1,0	0
0,06	0,254	3,85	0,26	0,833	1,75	0,46	1,0	
0,08	0,331	3,60	0,28	0,868	1,55	0,48	1,0	
0,10	0,403	3,40	0,30	0,899	1,35	0,50	1,0	
0,12	0,471	3,20	0,32	0,926	1,10			
0,14	0,535	3,00	0,34	0,948	0,95			
0,16	0,595	2,80	0,36	0,967	0,70			
0,18	0,651	2,60	0,38	0,981	0,55			
0,20	0,703		0,40	0,992				

Für Punkt	1	2	3	4	5	6	7	8	9	
ist $x =$	4,0	8	12	16	20	24	28	32	36	m
$\frac{x}{l} =$	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	»
$\frac{M_x}{M_{p\,max}} =$	0,403	0,703	0,899	0,992	1,0	0,992	0,899	0,703	0,403	
$M_x =$	571	995	1263	1405	1416	1405	1263	995	571	mt.

Für die symmetrisch zur Mitte liegenden Knotenpunkte 1 und 9, 2 und 8, 3 und 7, 4 und 6 haben die Momente gleiche Größe. Falls für die eingleisige Brücke zwei Hauptträger verwendet werden, so kommt auf jeden der beiden Hauptträger die Hälfte der oben berechneten Momente.

Die Querkraft durch Verkehrslast Q_p erreicht für einen Querschnitt ihren $\left\{\begin{matrix}\text{positiven}\\\text{negativen}\end{matrix}\right\}$ Größtwert, wenn nur Lasten auf dem Trägerteil $\left\{\begin{matrix}\text{rechts}\\\text{links}\end{matrix}\right\}$ von dem betreffenden Querschnitt liegen. In der Regel muß die erste Last unmittelbar $\left\{\begin{matrix}\text{rechts}\\\text{links}\end{matrix}\right\}$ von dem betrachteten Querschnitt liegen, damit $\left\{\begin{matrix}\text{positiver}\\\text{negativer}\end{matrix}\right\}$ Größtwert von Q_p eintrete.

Für Punkt m im Abstande x vom linken Auflager A tritt $Q_{p\,max}$ bei der in Abb. 294 gezeichneten Stellung ein, wenn die erste Last gerade über m steht. Dann ist:

$$Q_x = A \text{ und } Q_x \cdot l = P_1 (c_1 + b_n) + P_2 (c_2 + b_n) + \cdots$$
$$Q_x l = \Sigma (P \cdot c) + b_n \Sigma (P) = \Sigma (Pc) + (b_1 - c_1) \Sigma (P) \cdots \quad (43)$$

Zur Berechnung der größten Querkraft, welche durch die Verkehrslast in einem Querschnitte m des Trägers von der Stützweite l erzeugt wird (in Tonnen für ein Gleis), sind die auf S. 197 befindlichen Zahlenreihen in der angeführten Brückenverordnung veröffentlicht. Die Länge c_1 stimmt im allgemeinen mit der Belastungslänge b_1 überein; wo das nicht zutrifft, sind die zugehörigen Werte von c_1 in Klammern angegeben.

Bei den Fachwerksträgern wird die Verkehrslast auf die Hauptträger in deren Knotenpunkten durch Querträger übertragen; zwischen den Knotenpunkten ist dann in einem jeden Felde die Querkraft stets auf die Feldlänge gleich groß. Maßgebend für die Querkraft in dem Felde ist der Querschnitt am $\left\{\begin{matrix}\text{rechts}\\\text{links}\end{matrix}\right\}$ liegenden Knotenpunkte des Feldes. Die Stellung des Zuges, bei welcher die erste Last an dem betreffenden Knotenpunkte liegt, nennt man die **Grundstellung** für das betrachtete Feld. Die größte Querkraft durch Verkehrsbelastung findet entweder bei der Grundstellung oder dann statt, wenn die erste Last in das Feld eingefahren ist und die zweite Last am Knotenpunkte liegt; unter Umständen kann auch das Maximum eintreten, wenn sich die dritte usw. Last am Knotenpunkte befindet.

Nennt man die erste Last P_1, die Summe aller auf dem Träger befindlichen Lasten $\mathfrak{P}_n = \sum_1^n P$, die Trägerlänge l, die Feldlänge λ, so ist die Grundstellung maßgebend, wenn $P_1 > \mathfrak{P}_n \frac{\lambda}{l}$.

Bei dem Beispiel der Abb. 293 möge für Knotenpunkt V (Feld IV, V) die Untersuchung geführt werden.

Es ist $P_1 = 17$ t, $\lambda = 4$ m, $l = 40$ m, $\frac{\lambda}{l} = \frac{1}{10}$.

Tabelle XII. Zur Berechnung der größten, durch die Verkehrslast erzeugten Querkraft.

Belastungslänge b_1 m	$\Sigma(P \cdot c)$ mt	ΣP t	Belastungslänge b_1 m	$\Sigma(P \cdot c)$ mt	$\Sigma(P)$ t
			70,5—73,5	16848	417
			73,5—76,5	18099	430
0,0 — 1,5	0,0	20	76,5—79,5	19389	443
1,5 — 3,26	30	40	79,5—82,5	20718	456
3,26 (3) — 5,1	85,5	57	82,5—85,5	22086	469
5,1 (4,5)— 7,15	162	72	85,5—88,5	23493	482
7,15 (6) —10,5	255	85	88,5—91,5	24939	495
10,5 —12	637,5	98	91,5—94,5	26424	508
12 —13,5	784,5	111	94,5—97,5	27948	521
13,5 —16,5	951,0	124	97,5—100,5	29511	534
16,5 —19,5	1323,0	137	100,5—103,5	31113	547
19,5—21	1734,0	150	103,5—106,5	32754	560
21 —22,5	1957,5	175	106,5—109,5	34434	573
22,5—24	2220,0	192	109,5—112,5	36153	586
24 —28,5	2508,0	209	112,5—115,5	37911	599
28,5—30	3448,5	222	115,5—118,5	39708	612
30 —31,5	3781,5	235	118,5—121,5	41544	625
31,5—34,5	4134	248	121,5—124,5	43419	638
34,5—37,5	4878	261	124,5—127,5	45333	651
37,5—40,5	5661	274	127,5—130,5	47286	664
40,5—43,5	6483	287	130,5—133,5	49278	677
43,5—46,5	7344	300	133,5—136,5	51309	690
46,5—49,5	8244	313	136,5—139,5	53379	703
49,5—52,5	9183	326	139,5—142,5	55488	716
52,5—55,5	10161	339			
55,5—58,5	11178	352			
58,5—61,5	12234	365			
61,5—64,5	13329	378			
64,5—67,5	14463	391			
67,5—70,5	15636	404			
70,5—73,5	16848	417			

Wenn also $17 > \mathfrak{P}_n \frac{1}{10}$, oder $\mathfrak{P}_n < 170$ t, so ist die Grundstellung maßgebend. Bei dem auf S. 68 angegebenen Lastenzug entfallen, wenn man zwei Lokomotiven mit Tendern hintereinander und das erste Lokomotivrad an Punkt V stellt, auf die 20 m Trägerlänge von V bis X folgende Lasten: 5 Achsen à 17 t, 3 Achsen à 13 t, 2 Achsen à 17 t, zusammen 158 t $= \mathfrak{P}_n$; es ist aber $P_1 \cdot \frac{l}{\lambda} = 170$, also $P_1 \cdot \frac{l}{\lambda} > \mathfrak{P}_n$, d. h. die Grundstellung maßgebend. Die größte Querkraft findet also im Felde IV, V statt, wenn die erste Last bei V und die folgenden Lasten rechts dahinter stehen. Dann ist nach Gleichung 43 auf S. 196: $Q \cdot l = \Sigma(P \cdot c) + (b_1 - c_1) \cdot \Sigma(P)$

$$b_1 = 20 \text{ m}, \qquad c_1 = 19{,}5 \text{ m}, \qquad b_1 - c_1 = 0{,}5 \text{ m},$$

und nach der Tabelle: $Q \cdot 40 = 1734 + 75$, $\quad Q = 45{,}2$ t.

Für den Knotenpunkt IV ist die Belastungslänge: $b_1 = 24$ m

$$P_1 = 17 \text{ t}, \qquad \frac{l}{\lambda} = 10, \qquad \mathfrak{P}_n = 5 \cdot 17 + 3 \cdot 13 + 4 \cdot 17 = 192 \text{ t}.$$

$P_1 \cdot \frac{l}{\lambda} = 170$ t ist also hier kleiner als $\mathfrak{P}_n$; hier ist also nicht die Grundstellung maßgebend, sondern es wird $Q_{p\,max}$ eintreten, wenn die zweite Last bei IV liegt, die erste aber in das Feld III—IV eingefahren ist. Dann ist der Auflagerdruck bei A aus der Gleichung 43 zu finden, in welcher statt $Q_x : A$ einzusetzen ist. Man erhält:

$A \cdot l = \Sigma (P \cdot c) + (b_1 - c_1)\, \Sigma (P)$. Hier ist $b_1 = 25{,}5$ m, $c_1 = 24{,}0$.

Aus der Tabelle ist zu ersehen für $b_1 = 25{,}5$ m.

$\Sigma (P \cdot c) = 2508$ t/m, $\Sigma (P) = 209$ t; ferner ist $b_1 - c_1 = 1{,}5$ m.

$$A = \frac{2508 + 1{,}5 \cdot 209}{40} = 70{,}54 \text{ t.}$$

$$Q_{p\,max} = A - \frac{17 \cdot 1{,}5}{4} = 70{,}54 - 6{,}375 = 64{,}1 \text{ t.}$$

Für die Grundstellung ergibt sich $A = \frac{2220 + 1{,}5 \cdot 192}{40} = 62{,}7$ t; für diese Stellung ist $Q = A$; also ist in der Tat die Querkraft bei der Grundstellung kleiner, als wenn die zweite Last am Querschnitt liegt. — Für die weiter nach links liegenden Punkte III, II, I ist gleichfalls die zweite Last am Querschnitt ungünstiger als die Grundstellung; eine besondere Untersuchung ist nicht erforderlich, da wegen der größeren Belastungslänge $\mathfrak{P}_n$ größer ist als bei der Lastlänge IV, X, also $\mathfrak{P}_n \cdot \frac{l}{\lambda}$ sicher größer ist als P_1. Bei den Knotenpunkten VI bis IX ist dagegen die Grundstellung maßgebend, weil für diese sicher stattfindet $P_1 > \mathfrak{P}_n \cdot \frac{l}{\lambda}$. Die für die einzelnen Felder maßgebenden Belastungslängen sind schematisch in Abb. 293 angedeutet.

Man erhält für Feld:

Grundstellung maßgebend:

VIII/IX: Belastungslänge $b_1 = 4$ m, $Q = \frac{85{,}5 + 57 \cdot 1}{40} = 3{,}6$ t,

VII/VIII: » $b_1 = 8$ » $Q = \frac{255 + 85 \cdot 2}{40} = 10{,}6$ t.

VI/VII: » $b_1 = 12$ » $Q = \frac{637{,}5 + 98 \cdot 1{,}5}{40} = 19{,}6$ t.

V/VI: » $b_1 = 16$ » $Q = \frac{951 + 124 \cdot 2{,}5}{40} = 31{,}5$ t,

IV/V: » s. oben $Q = 45{,}2$ t,

III/IV: » » » $Q_{p\,max} = 64{,}1$ t.

II/III: » » » $b_1 = 29{,}5$ m, $c_1 = 28{,}5$ m,

$$A = \frac{3448{,}5 + 222 \cdot 1}{40} = 91{,}5 \text{ t u. } Q_{p\,max} = 91{,}5 - \frac{17 \cdot 1{,}5}{4} = 85{,}1 \text{ t,}$$

I/II: Belastungslänge $b_1 = 33{,}5$, $c_1 = 31{,}5$ m,

$$A = \frac{4134 + 248 \cdot 2}{40} = 116 \text{ t u. } Q_{p\,max} = 116 - \frac{17 \cdot 1{,}5}{4} = 109{,}6 \text{ t.}$$

O/I: Belastungslänge $b_1 = 37{,}5$, $c_1 = 34{,}5$ m,

$$A = \frac{4878 + 261 \cdot 3}{40} = 141{,}5 \text{ t u. } Q_{p\,max} = 141{,}5 - \frac{17 \cdot 1{,}5}{4} = 135{,}1 \text{ t.}$$

b) Momente und Querkräfte für Straßenbrücken. Für den hier vorliegenden Zweck genügt es, gleichmäßig verteilte Last p für das laufende Meter Trägerlänge ein-

zuführen. Dann ist das größte Moment für einen Querschnitt, welcher um x vom Auflager entfernt liegt

$$M_{px} = \frac{p}{2}(l \cdot x - x^2) = \frac{p \cdot l^2}{2}\left(\frac{x}{l} - \frac{x^2}{l^2}\right) = \frac{p \cdot l^2}{2}\omega. \tag{44}$$

Es kann also die oben S. 193 für Eigengewicht g ermittelte Tabelle benutzt werden.

Die Querkraft für einen um x vom Auflager entfernten Querschnitt hat ihren $\left\{\begin{matrix}\text{positiven}\\ \text{negativen}\end{matrix}\right\}$ Größtwert, wenn nur der Trägerteil $\left\{\begin{matrix}\text{rechts}\\ \text{links}\end{matrix}\right\}$ von dem betrachteten Querschnitt belastet ist. Man erhält

$$Q_{p\,max} = \frac{p}{2l}(l - x)^2. \tag{45}$$

Für Fachwerksträger mit Lastpunkten nur in den Knotenpunkten (nach Abb. 293) ist genauer:

$$Q_{p\,max} = \frac{p\,(l - x - \lambda)^2}{2\,(l - \lambda)}, \tag{46}$$

wo x den Abstand des an der linken Seite des betrachteten Feldes liegenden Knotenpunktes vom Auflager A bedeutet.

§ 36. Walzbalken sind für kleine Stützweiten als Hauptträger, für das Fahrbahngerippe als Fahrbahnträger vorzugsweise zweckmäßig; nach der neuen preußischen Brückenverordnung von 1903 sollen für das Fahrbahngerippe, soweit angängig, Walzbalken verwendet werden. Die Walzbalken sind I- und ⊏-Träger (vgl. § 27, S. 173, Abb. 249 u. 250); ihr Einheitspreis ist um 30 bis 40% geringer als derjenige der Blechträger. Für Hauptträger bis zu 4,0 m Stützweite bei Hauptbahnen kann man mit Walzbalken (D. Norm.-Prof.) auskommen, bei Straßenbrücken je nach der Belastung durch Verkehrslast und Eigengewicht bis zu 8 m Stützweite und mehr.

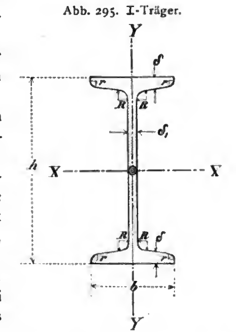


Abb. 295. I-Träger.

Die zulässige Inanspruchnahme k ist nach der preußischen Brückenverordnung für die vollwandigen Hauptträger und Fahrbahnträger wie folgt zu wählen:

1. Hauptträger kleinerer Brücken. Bei Flußeisen ist eine Beanspruchung bis zu 750 kg/qcm, bei Schweißeisen bis zu 700 kg/qcm zugelassen.

2. Quer- und Längsträger. Wird das Schotterbett über die Brücke geführt, so daß eine unmittelbare Auflagerung des Oberbaues auf die Fahrbahnträger nicht stattfindet, so sind dieselben Beanspruchungen zulässig, wie bei den vollwandigen Hauptträgern (s. unter 1).

Liegen die Schienen mittels Querschwellen auf den Längsträgern, so dürfen diese und die Querträger bei Flußeisen nur bis 700 kg/qcm, bei Schweißeisen bis 650 kg/qcm beansprucht werden.

Liegen die Schienen unmittelbar oder mittels eiserner Unterlagsplatten auf den Längsträgern, so sind diese bei Flußeisen nur bis 650 kg/qcm und bei Schweißeise bis 600 kg/qcm zu beanspruchen.

Das gleiche gilt für die Querträger, wenn dieselben in Ermangelung von Längsträgern die Schienen unmittelbar tragen.

Die Berechnung erfolgt nach der Formel

$$W = \frac{M_{max}}{k},$$

in welcher W das sog. Widerstandsmoment des Querschnitts ist $\left(= \frac{J}{\frac{h}{2}}\right)$. J ist das Trägheitsmoment für die wagerechte Schwerpunktsachse XX (vgl. Abb. 295) des Querschnitts, h die Höhe, $\frac{h}{2}$ der Abstand der meist beanspruchten Querschnittspunkte von dieser Achse. Die Werte W für alle Normalprofile findet man in der Profiltabelle. M_{max} ist das größte überhaupt mögliche Moment.

§ 37. Blechträger. Die Blechträger bestehen aus:

a) dem Stehblech (Stegblech),

b) den Gurtungen.

Das Stehblech oder der Steg erhält eine Stärke von $\delta = 8$ mm bis $\delta = 13$ mm; die Gurtungen, eine obere und eine untere, werden aus zwei Winkeleisen und nach Bedarf einer Anzahl von übereinanderliegenden Gurtplatten gebildet (Abb. 296). Die Blechträgerhöhe h wird nach den vorliegenden Bedingungen — Konstruktionshöhe usw. — gewählt; wo man freie Hand hat, wählt man h so, daß der Materialaufwand möglichst gering wird. Für eingleisige Eisenbahnbrücke ist $\frac{h}{l} = \frac{1}{10}$ bis $\frac{1}{8}$ günstig. Man findet ausgeführt $\frac{h}{l} = \frac{1}{15}$ bis $\frac{1}{7}$; die meist üblichen Verhältnisse sind $\frac{h}{l} = \frac{1}{9}$ bis $\frac{1}{12}$.

Als Gurtungswinkeleisen werden gleichschenklige, zweckmäßig nicht kleiner als Normalprofil $6\frac{1}{2}$, und ungleichschenklige verwendet, diese so, daß der größere Schenkel wagerecht liegt; dadurch wird das Material besser ausgenutzt, als wenn der längere Schenkel lotrecht steht. — Die Gurtplatten, auch Deckplatten oder Lamellen genannt, erhalten wenigstens eine Breite, welche gleich dem Abstand der Außenkanten der Winkeleisen ist; besser ist es, jederseits wenigstens 5 mm Überstand zu geben. Ein größerer Überstand als 45 mm jederseits bei Verwendung einer Deckplatte ist nicht empfehlenswert; in der gedrückten Gurtung kann bei großem Überstand ein teilweises Einbeulen eintreten. Die Zahl der Deckplatten bestimmt sich nach dem erforderlichen Widerstandsmoment; mehr als drei Deckplatten übereinander soll man nicht verwenden. Die Verbindungsniete werden zu lang. — Die Gurtplatten erhalten eine Stärke $\delta = 8$ bis 13 mm, ausnahmsweise 15 mm. — Winkeleisen, Gurtplatten und Stehblech werden durch Niete miteinander verbunden, deren Durchmesser $d = 20$ bis 23 mm gewählt wird.

Abb. 296. Blechträger.



Berechnung. Bezeichnet für einen Balkenquerschnitt: M das Biegungsmoment, W das Widerstandsmoment, k die zulässige Inanspruchnahme, J das Trägheitsmoment, so muß sein:

$$\frac{J}{\frac{1}{2}h} = W = \frac{M}{k}. \tag{47}$$

Es gibt eine Reihe von Werken mit Tabellen der Widerstandsmomente, welche für Blechträgerquerschnitte verschiedener Höhen und bei Verwendung verschiedener Winkeleisen und Deckplatten berechnet sind. Hat man demnach für den Träger das größte Moment M und aus diesem nach Gleichung 47 das erforderliche Widerstandsmoment W

berechnet, so kann man leicht aus der Tabelle den ausreichenden Querschnitt entnehmen.

Falls man die Tabelle nicht zur Hand hat, kann man folgendermaßen verfahren:

Es bezeichne

f_{netto} die Querschnittsfläche einer Gurtung (d. h. der Winkeleisen und Deckplatten) nach Abzug der in Betracht kommenden Nietlöcher,

h_o die Höhe der Blechwand,

δ die Stärke der Blechwand,

so kann man für eine erste Annäherungsrechnung, vorbehaltlich nachträglicher Verbesserung setzen:

$$f_{netto} = \frac{M}{k \cdot h_o} - \frac{\delta \cdot h_o}{8}. \tag{48}$$

Mittels dieser Gleichung bestimme man das erforderliche f_{netto}, wähle aber die Winkeleisen und Deckplatten so, daß man durch Veränderung der Deckplattenbreite b sowohl eine Vergrößerung, wie eine Verminderung des Trägheitsmoments leicht erreichen kann. Es werde das Trägheitsmoment der Querschnittfläche ohne Deckplatten mit J_o bezeichnet, so kann man J_o leicht für den gewählten Querschnitt ausrechnen. Nach Gleichung 47 muß das Trägheitsmoment des ganzen Querschnitts sein:

$$J_{soll} = \frac{M}{k} \cdot \frac{h}{2}.$$

Das Trägheitsmoment des Querschnitts mit Deckplatten von der Breite b ist (vgl. Abb. 296, S. 200):

$$J_{ist} = J_o + \frac{b}{12}(h^3 - h_o^3). \tag{49}$$

Es muß also sein:

$$J_o + \frac{b}{12}(h^3 - h_o^3) = \frac{M \cdot h}{2k},$$

also

$$b = \frac{12}{h^3 - h_o^3}\left[\frac{M \cdot h}{2k} - J_o\right]. \tag{50}$$

Dieser Ausdruck gibt den genauen Wert für b; zu beachten ist, daß J_o berechnet werden muß mit Abzug für die Nietlöcher in den wagerechten Winkeleisenschenkeln; ferner, daß der aus Gleichung 50 erhaltene Wert von b wegen der Nietlöcher noch um zwei Nietdurchmesser, d. h. um $2d$ zu vergrößern ist.

Zahlenbeispiel. Es sei $M = 26$ t/m $= 2600000$ kg/cm, $k = 800$ kg/qcm;

$$W = \frac{J}{\frac{h}{2}} = \frac{M}{k} = \frac{2600000}{800} = 3250 \text{ cm}^3.$$

Es werde $h_o = 76$ cm gewählt, $\delta = 1$ cm, so muß sein nach Gleichung 48:

$$f_{netto} = \frac{3250}{76} - \frac{1 \cdot 76}{8} = \sim 33{,}5 \text{ qcm}.$$

Vorläufig wird als Gurtquerschnitt angenommen:

Zwei Winkeleisen	$\overline{70 \cdot 70 \cdot 9}$ à	11,9 qcm	= 23,8 cm²
	Deckplatte	17 · 1,0 qcm	= 17,0 cm²
		Summa f_{brutto}	= 40,8 cm²
Nietdurchmesser sei $d = 2{,}0$ cm; also ab für Niete		2 · 2 · 1,9 qcm	= 7,6 cm²
		bleibt f_{netto}	= 33,2 cm²

Der gewählte Querschnitt ohne Deckplatte hat:

$$J_{o_{\text{brutto}}} = \tfrac{1}{12}[15 \cdot 76^3 - 2 \cdot 6{,}1 \cdot 74{,}2^3 - 2 \cdot 0{,}9 \cdot 62^3],$$

$$J_{o_{\text{brutto}}} = 94583 \text{ cm}^4.$$

Ab für vier Nietlöcher zu $0{,}9 \cdot 2$ in den wagerechten Winkeleisenschenkeln:

$$i = 4 \cdot 0{,}9 \cdot 2 \cdot 37{,}55^2 = 10152 \text{ cm}^4$$

$$\text{bleibt } J_{o_{\text{netto}}} = 84431 \text{ cm}^4.$$

Also muß nach Gleichung 50 sein mit $h_o = 76$ cm, $h = 78$ cm,

$$b_{\text{netto}} = \frac{12}{78^3 - 76^3}\left[3250 \cdot \frac{78}{2} - 84431\right] = 14{,}16 \text{ cm}.$$

Dazu kommt für zwei Nietlöcher à 2,0 cm Durchmesser $2 \cdot 2 = 4$ cm hinzu, so daß sich die Deckplattenbreite zu 18,16 cm, dafür abgerundet $b = 19$ cm ergibt.

Länge der Gurtplatten. Die Momente nehmen nach den Auflagern zu ab; deshalb können auch die Widerstands- und Trägheitsmomente der Trägerquerschnitte nach den Auflagern zu verringert werden. Die Verringerung wird erreicht, indem man die Deckplatten nur auf denjenigen Trägerteilen anordnet, in denen sie für die Erzielung des Trägheitsmoments erforderlich sind.

Es bezeichne

J_o das Netto Trägheitsmoment des Querschnitts ohne Deckplatten,
h_o die Höhe des Querschnitts ohne Deckplatten,
J_1 das Netto Trägheitsmoment des Querschnitts mit einer Deckplatte in jeder Gurtung.
h_1 die Höhe des Querschnitts mit einer Deckplatte in jeder Gurtung,
J_2 das Netto Trägheitsmoment des Querschnitts mit zwei Deckplatten in jeder Gurtung,
h_2 die Höhe des Querschnitts mit zwei Deckplatten in jeder Gurtung,

dann kann bei einer höchsten Beanspruchung k ertragen

der Querschnitt ohne Deckplatten ein Moment: $M_o = \frac{k \cdot J_o}{\frac{1}{2} h_o}$,

der Querschnitt mit einer Deckplatte in jeder Gurtung ein Moment

$$M_1 = \frac{k \cdot J_1}{\frac{1}{2} h_1},$$

der Querschnitt mit zwei Deckplatten in jeder Gurtung ein Moment

$$M_2 = \frac{k \cdot J_2}{\frac{1}{2} h_2}.$$

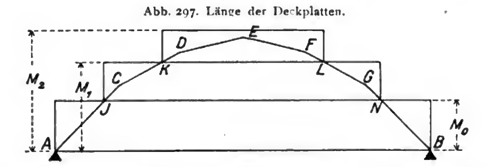
Bekannt sind: $J_o \quad J_1 \quad J_2 \quad k,$
$h_o \quad h_1 \quad h_2,$

also auch die Werte M_o, M_1, M_2 aus den vorstehenden Gleichungen leicht zu berechnen.

Man trägt die wirklich auftretenden Größtmomente an den verschiedenen Trägerstellen nach einem beliebigen Maßstab auf (Abb. 297) (1 cm $= n$ Tonnen-Meter), so möge die gebrochene Linie $ACDEFGB$ die Ordinaten begrenzen, welche die Momente darstellen. Nun trage man nach demselben Maßstab die berechneten Werte M_o, M_1, M_2 auf und ziehe in den Abständen M_o, M_1, M_2 über der Abszissenachse AB parallele Linien zu dieser. Die im Abstande M_o gezogene Parallele schneidet die gebrochene Linie in den Punkten J und N. Außerhalb dieser Punkte ist das wirkliche Moment kleiner, als dasjenige, welches der Querschnitt ohne Deckplatten ertragen kann; die Deckplatte braucht also erst bei J zu beginnen und nur bis N zu reichen. Ebenso ergibt sich, daß erst zwischen K und L eine zweite Deckplatte erforderlich wird. Die Punkte K, L, J, N sind die theoretischen Endpunkte der Deckplatten: man verlängert

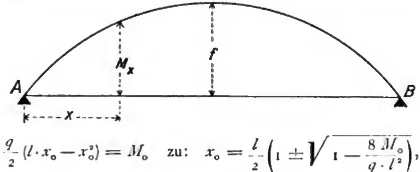
die Deckplatten über diese Punkte hinaus, gewöhnlich um so viel, daß eine Anzahl Niete auf der Verlängerung angebracht werden kann, welche die in der Lamelle vorhandene Kraft zu übertragen ausreichend ist. Es genügt aber auch, wenn an dem theoretischen Endpunkt die ersten Niete zur Befestigung der Lamelle sitzen. Für

Abb. 297. Länge der Deckplatten.



gleichmäßig verteilte volle Belastung q für das laufende Meter ist das Moment in einem Querschnitt, der um x (Abb. 298) vom Anfang A entfernt ist: $M_x = \frac{q}{2}(l \cdot x - x^2)$. Man erhält die theoretischen Endpunkte der ersten Lamellen, welche um x_0 von A entfernt liegen mögen, aus der Gleichung

Abb. 298. Abstand der theoretischen Deckplattenenden vom Auflager.



$$\frac{q}{2}(l \cdot x_0 - x_0^2) = M_0 \quad \text{zu:} \quad x_0 = \frac{l}{2}\left(1 \pm \sqrt{1 - \frac{8\,M_0}{q \cdot l^2}}\right),$$

und weil

$$M_{\text{mitte}} = \frac{q \cdot l^2}{8} \text{ ist,}$$

$$x_0 = \frac{l}{2}\left(1 \pm \sqrt{1 - \frac{M_0}{M_{\text{mitte}}}}\right). \tag{51}$$

Ebenso ergibt sich der Abstand x_1 des theoretischen Endpunktes der zweiten Lamelle zu:

$$x_1 = \frac{l}{2}\left(1 \pm \sqrt{1 - \frac{M_1}{M_{\text{mitte}}}}\right). \tag{52}$$

Das Vorzeichen + vor der Wurzel ergibt den Punkt, welcher von A weiter entfernt ist als die Mitte, das Vorzeichen — denjenigen Punkt, der an derselben Seite der Trägermitte liegt, wie A.

Beispiel. Bei dem Beispiel auf S. 201 war: $M_{\text{mitte}} = 26$ t/m, $k = 800$ kg/qcm; die Stützweite sei $l = 8$ m, die Belastung q für das laufende Meter des Trägers $q = 3{,}25$ t. Der Querschnitt ohne Deckplatte kann ertragen, da $J_0 = 84431$ cm³, $h_0 = 76$ cm ist: $M_0 = \frac{800 \cdot 84431}{38}$ kg/cm, $M_0 = 1777500$ kg/cm $= 17{,}77$ t/m. Es ist demnach der Abstand der theoretischen Deckplattenenden vom Auflager:

$$x_0 = \frac{8}{2}\left(1 \pm \sqrt{1 - \frac{17{,}77}{26}}\right) = 4\,(1 \pm 0{,}56) = \begin{cases} 6{,}24 \text{ m,} \\ 1{,}76 \text{ m.} \end{cases}$$

Stärke der Blechwand. Aussteifung derselben. Die Blechwand wird sowohl durch die Momente wie haupstächlich durch die Querkräfte in Anspruch genommen. Ihre Stärke δ kann nach der Formel berechnet werden:

$$\delta_{cm} = 0{,}4\ \text{cm} + \frac{2\,Q_t}{h_{o_{cm}}}. \qquad (53)$$

Q bedeutet die größte, am Auflager auftretende Querkraft, bzw. den größten Auflagerdruck in Tonnen.

Es sei $Q_t = 22$ t, $h_o = 85$ cm, so ergibt die Gleichung:

$$\delta = 0{,}4 + \tfrac{44}{85} = 0{,}92\ \text{cm},$$

wofür abgerundet $\delta = 1$ cm zu wählen ist. Man runde stets auf volle Millimeter ab. Die Blechwand ist nicht imstande, größere Einzelkräfte ohne weiteres aufzunehmen, sie würde ausbeulen. Man macht sie widerstandsfähig gegen Druckkräfte durch Aufnieten von Steifen, die meistens lotrecht gestellt werden und hauptsächlich da angeordnet werden müssen, wo größere Einzelkräfte auf den Blechträger wirken. Solche Stellen sind die Auflagerpunkte und die Lagerpunkte der auf die Blechträger gelegten Querschwellen. Unter jeder Querschwelle wird als Steife ein Winkeleisen etwa N.Pr. 8 ($8 \cdot 8 \cdot 1$) aufgenietet, welches über die Winkeleisen der oberen und unteren Gurtung gekröpft oder nach Abb. 268 u. 269 mit einem untergelegten Futterblech versehen wird.

Auch bei gleichmäßig verteilter Last — wie bei einer aus Buckelplatten oder Belageisen bestehenden Fahrbahntafel — sind Aussteifungswinkeleisen anzuordnen, wenn die Trägerhöhe größer als 0,50 m ist (vgl. auch Abb. 276). Die Aussteifungen werden dann in Entfernungen von 1,3 bis 1,5 m voneinander angebracht; Winkeleisen Nr. $6\frac{1}{2}$ bis Nr. $7\frac{1}{2}$. Wo Querversteifungen an den Trägern befestigt sind, versteifen die für diese erforderlichen Befestigungswinkeleisen; es wird deshalb empfohlen, die Querversteifungen unter Querschwellen anzuordnen (Abb. 268 u. 269, S. 180). An den Auflagern werden kräftigere Aussteifungen erforderlich. Die hier vorhandenen, für die Befestigung der Querverbindungen erforderlichen Winkeleisen und die außerdem außen aufgenieteten Winkeleisen (Nr. $6\frac{1}{2}$ bis Nr. 8) auf Futterblechen geben eine wirksame Aussteifung. Die Winkeleisen über den Auflagern kröpfe man nicht. Gute Aussteifungen sind in Abb. 269, S. 180 u. 280 u. 281, S. 185 vorgeführt.

Niete zur Verbindung der Gurtwinkel mit der Blechwand und den Deckplatten. Es bezeichne

d den Durchmesser des Nietes in Zentimetern,

δ die Stegdicke in Zentimetern,

k_s die zulässige Inanspruchnahme für das Quadratzentimeter des Nietquerschnitts auf Abscheren,

k_L die zulässige Inanspruchnahme für das Quadratzentimeter der Projektion des Nietloches auf Lochleibungsdruck,

e den Abstand der Nietmitten voneinander in Zentimetern, die sog. Nietteilung.

Nach der preußischen Brückenverordnung darf für Blechträger, welche bis zu 20 m Stützweite haben, bei Verwendung von Flußeisen:

$$k_S = 0{,}9 \cdot 850 = 765\ \text{kg},$$
$$k_L = 2 \cdot 765 = 1530\ \text{kg}$$

sein. Demnach kann ein zweischnittig beanspruchtes Niet mit Rücksicht auf den Abscherungswiderstand eine Kraft übertragen:

$$P_1 \leqq k_S \cdot 2 \cdot \frac{d^2 \cdot \pi}{4} \qquad P_1 = \sim 1200\,d^2,$$

und mit Rücksicht auf den Lochleibungsdruck:

$$P_2 \leqq k_L \cdot d \cdot \delta \qquad P_2 = \sim 1530 \cdot d \cdot \delta.$$

Natürlich darf man dem Niete nur die kleinere der beiden Kräfte zumuten. P_1 wird gleich P_2, wenn $d = 1{,}3\,\delta$ ist. Sobald $d > 1{,}3\,\delta$, ist, ist $P_1 > P_2$; da aber der kleinere der beiden Werte maßgebend ist, so ist alsdann P_2, d. h. die Rücksicht auf den Lochleibungsdruck, maßgebend. Gewöhnlich ist $d = 2\,\delta$, oder hat einen naheliegenden Wert. Bei zweischnittiger Nietung ist dann also P_2 maßgebend.

Auf die laufende Einheit des Trägers kommt eine wagerechte Schubkraft, welche strebt, die Gurtung gegen die Blechwand zu verschieben; diese Kraft muß durch die Niete in die Blechwand geleitet werden. Die Schubkraft hat die Größe

$$H = \frac{Q \cdot S}{J}. \tag{54}$$

In diesem Ausdruck bedeutet:

Q die Querkraft für den betrachteten Querschnitt,

J das Trägheitsmoment des ganzen Querschnitts für die wagerechte Schwerpunktsachse,

S das auf diese Achse bezogene statische Moment desjenigen Teils der Querschnittsfläche, welcher durch die Niete mit der Blechwand zu verbinden ist.

Bei e cm Nietteilung kommt also auf ein Niet die Kraft $N = H \cdot e = e \cdot \frac{Q \cdot S}{J}$, und diese Kraft darf höchstens gleich P_2 sein. Daraus folgt

$$e \cdot \frac{Q \cdot S}{J} = 1530\, d \cdot \delta. \tag{55}$$

Mit genügender Genauigkeit kann man setzen:

$$\frac{J}{S} = 0{,}9\, h_0,$$

wo h_0 die Höhe der Blechwand ist; damit wird

$$e = \frac{1530\, d \cdot \delta \cdot 0{,}9\, h_0}{Q} = \frac{1377\, d \cdot \delta \cdot h_0}{Q}.$$

Man schreibt besser:

$$e \leqq \frac{1370 \cdot d \cdot \delta \cdot h_0}{Q}. \tag{56}$$

Q ist in Gleichung 56 in Kilogrammen, δ, d, h_0 sind in Zentimetern einzusetzen.

Die kleinste Nietteilung ergibt sich an den Auflagern, weil an diesen die Querkraft Q ihren größten Wert hat. Es bezeichne:

g das Eigengewicht für das laufende Meter Träger,

p die gleichmäßig verteilte Verkehrslast für das laufende Meter Träger.

Dann ist die größte Querkraft an den Auflagern:

$$Q_0 = (g + p)\, \frac{l}{2}.$$

Aus der preußischen Brückenverordnung erhält man für einen Träger der eingleisigen Brücke die durch Verkehrslast allein erzeugten Querkräfte $Q_{0 \cdot p}$ an den Auflagern, wie sie in der auf S. 206 folgenden Tabelle zusammengestellt sind.

Sei e für einen Träger von 6,0 m Stützweite am Auflager zu ermitteln:

$$d = 2 \text{ cm}, \qquad \delta = 1{,}0 \text{ cm}, \qquad h_0 = 60 \text{ cm}.$$

Man erhält:

$$e \leqq \frac{1370 \cdot 2 \cdot 1 \cdot 60}{24000}, \qquad e \leqq 6{,}85 \text{ cm}.$$

Für $l = 10$ m, $\delta = 1{,}2$ cm, $d = 2{,}0$ cm, $h_0 = 100$ cm,

$$e \leqq \frac{1370 \cdot 2 \cdot 1{,}2 \cdot 100}{32\,750}, \qquad e \leqq 10 \text{ cm}.$$

Nach der Mitte des Trägers zu ergeben sich nach der Formel 56 größere Werte für e; doch mache man in der gedrückten Gurtung die Nietteilung höchstens 5 d, in der gezogenen Gurtung höchstens 6 d. Die Niete zur Verbindung der Gurtplatten mit den Winkeleisen der Gurtung setze man zwischen diejenigen des Stegs, also gegen dieselben versetzt. — Kleinster Nietabstand ist 2,5 d bis 3 d. — Man teilt zwischen den durch die Aussteifungswinkeleisen festgelegten Nieten jeweils gleichmäßig ein, so daß die Nietteilung nicht größer wird, als das berechnete e.

Tabelle XIII. Die durch Verkehrslast allein erzeugten Querkräfte an den Auflagern für einen Träger eingleisiger Brücken.

Für $l =$ 4,0	5,0	6,0	7,0	8,0	9,0	10,0	12,0 m
$Q_{0 \cdot p}$ = 17,80	20,00	22,5	24,5	26,5	28,35	29,75	32,7 t
$Q_{0 \cdot g} = \frac{g \cdot l}{2} =$ 0,88	1,16	1,5	1,82	2,2	2,59	3,00	3,9 t
$Q_{0 \cdot g} + Q_{0 \cdot p} =$ 18,68	21,16	24,0	26,32	28,7	30,94	32,75	36,6 t

Stoß des Stehblechs[30]. Das an der Stoßstelle auf die Blechwand von der Stärke δ und Höhe h_0 entfallende Moment muß durch die an der einen Seite des Stoßes befindlichen Niete in die Stoßlaschen geleitet werden; außerdem muß auch die an dieser Stelle vorhandene Querkraft übertragen werden. Meistens ist die Querkraft an der Stoßstelle klein, beansprucht auch hauptsächlich diejenigen Niete, welche durch das Moment wenig beansprucht werden; es soll deshalb hier von derselben abgesehen werden. Auf die Blechwand entfällt von dem gesamten auf den Querschnitt wirkenden Moment ein Teil $M_n = k \cdot W_{bl}$, wenn W_{bl} das Widerstandsmoment der Blechwand bedeutet. Es ist also:

$$M_n = k \cdot \frac{\delta \cdot h_0^3}{12 \cdot \frac{1}{2} h} = \frac{k \cdot \delta \cdot h_0^3}{6 h}. \tag{57}$$

Die Niete werden durch das Moment M_n desto mehr beansprucht, je weiter entfernt sie von dem Schwerpunkt des Querschnitts liegen. Die beiden äußersten wagerechten Nietreihen des Stoßes, oberhalb und unterhalb des Schwerpunkts, seien von diesem um $\frac{1}{2} h_1$ entfernt, also voneinander um h_1; die auf die Niete dieser Reihe oberhalb wie unterhalb entfallende durch das Moment M_n erzeugte Kraft sei N_1, so ist $N_1 \cdot h_1$ das Moment dieser Nietkräfte. Für die nächstliegenden beiden Reihen oben und unten seien die Abstände voneinander h_2, die Nietkräfte N_2, ihr Moment ist $N_2 \cdot h_2$, ebenso ist weiter $N_3 \cdot h_3$ das Moment der folgenden Nietkräfte; es ist also $M_n = N_1 \cdot h_1 + N_2 \cdot h_2 + \cdots$ Da die Inanspruchnahme der Blechwand von dem Schwerpunkt nach den Gurtungen hin von Null aus linear zunimmt, so ist bei gleichem Abstand e der wagerechten Nietreihen:

$$\frac{N_2}{N_1} = \frac{\frac{h_2}{2}}{\frac{h_1}{2}} = \frac{h_2}{h_1}, \qquad N_2 = N_1 \cdot \frac{h_2}{h_1}, \qquad N_3 = N_1 \cdot \frac{h_3}{h_1},$$

[30] Vgl. »Hütte«, 18. Aufl., Bd. II, S. 331.

also: $$M_n = N_1 \cdot h_1 + \frac{N_1 \cdot h_2^2}{h_1} + \frac{N_1 \cdot h_3^2}{h_1} + \cdots = N_1 \cdot h_1 \left[\frac{h_1^2 + h_2^2 + h_3^2 + \cdots}{h_1^2}\right].$$

Die Anzahl der wagerechten Stoßnietenreihen sei n, die Anzahl der Zwischenräume derselben also $n - 1 = m$, so ist $h_1 = m \cdot e$, $h_2 = (m-2)\,e$, $h_3 = (m-4)\,e \cdots$, also:

$$M_n = N_1 \cdot h_1 \left(\frac{m^2 + (m-2)^2 + (m-4)^2 \cdots}{m^2}\right), \text{ demnach } M_n = N_1 \cdot h_1 \cdot \frac{n(n+1)}{6(n-1)}.$$

Daraus ergibt sich als die Kraft, welche jederseits durch die meistbeanspruchte, weitest von der Achse entfernte Nietreihe jederseits des Stoßes übertragen werden muß:

$$N_1 = \frac{6\,M_n \cdot (n-1)}{h_1\,(n+1)\,n}. \qquad (58)$$

Da jedes Niet $1530 \cdot d \cdot \delta$ (mit Rücksicht auf Leibungsdruck) übertragen kann, so ergibt sich nunmehr die Zahl r der anzuordnenden lotrechten Nietreihen an jeder Seite des Stoßes aus:

$$r \geqq \frac{N_1}{1530 \cdot d \cdot \delta} \qquad (59)$$

oder:

$$r_1 \geqq \frac{N_1}{2 \cdot \frac{d^2 \cdot \pi}{4} \cdot 765}, \qquad (60)$$

wobei die letzte Gleichung doppelschnittige auf Abscheren beanspruchte Niete voraussetzt. Gewöhnlich wird der Wert der Gleichung 59 maßgebend sein.

Beispiel. Es sei $h_0 = 56$ cm = Höhe der Blechwand, $\delta = 1$ cm, h = Trägerhöhe = 58 cm, Nietdurchmesser $d = 2$ cm, Laschenhöhe = 40 cm, n = Anzahl wagerechter Stoßnietreihen = 6, $h_1 = 33$ cm, $k = 700$ kg/qcm. Dann ist nach Gleichung 57:

$$M_n = \frac{700 \cdot 1 \cdot 56^3}{6 \cdot 58} = 353\,250 \text{ kg/cm}.$$

Nach Gleichung 58 ist:

$$N_1 = \frac{6 \cdot 353250 \cdot 5}{33 \cdot 7 \cdot 6} = 7644 \text{ kg},$$

$$r_1 \geqq \frac{7644}{1530 \cdot 2 \cdot 1} = 2{,}5,$$

$$r_2 \geqq \frac{7644}{2 \cdot 3{,}14 \cdot 765} = 1{,}6.$$

Abb. 299 u. 300. Endabschluß bei Balkenbrücken. M. 1 : 30.

Abb. 299. Endabschluß mit ⊏-Eisen.

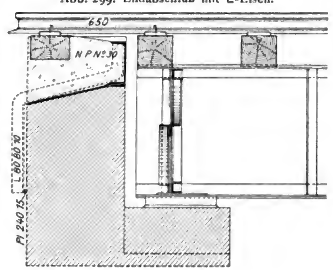
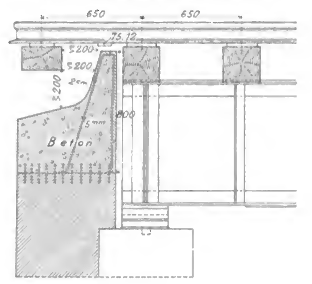


Abb. 300. Endabschluß mit Eisenbeton.



Es sind also jederseits des Stoßes drei lotrechte Nietreihen anzuordnen.

Die Abbildungen 301 bis 312 geben Musterbeispiele vollwandiger Balkenbrücken, und zwar einer Walzbalkenbrücke von 3,6 m Stützweite und einer Blechbrücke von 5,28 m Stützweite; bei der ersteren ist die Fahrbahn über, bei der zweiten zwischen den Hauptträgern angebracht. Die Abb. 299 u. 300 führen neuere Anordnungen der Schildmauer vor, wie sie die Preuß. Staatsbahn ausführt. Die beiden Balkenbrücken sind den Normalentwürfen der Preuß. Staatsbahn, aufgestellt von der Eisenbahndirektion Breslau, entnommen.

Abb. 301 bis 305. Walzbalkenbrücke. M. 1 : 40.

Abb. 301. Querschnitt.

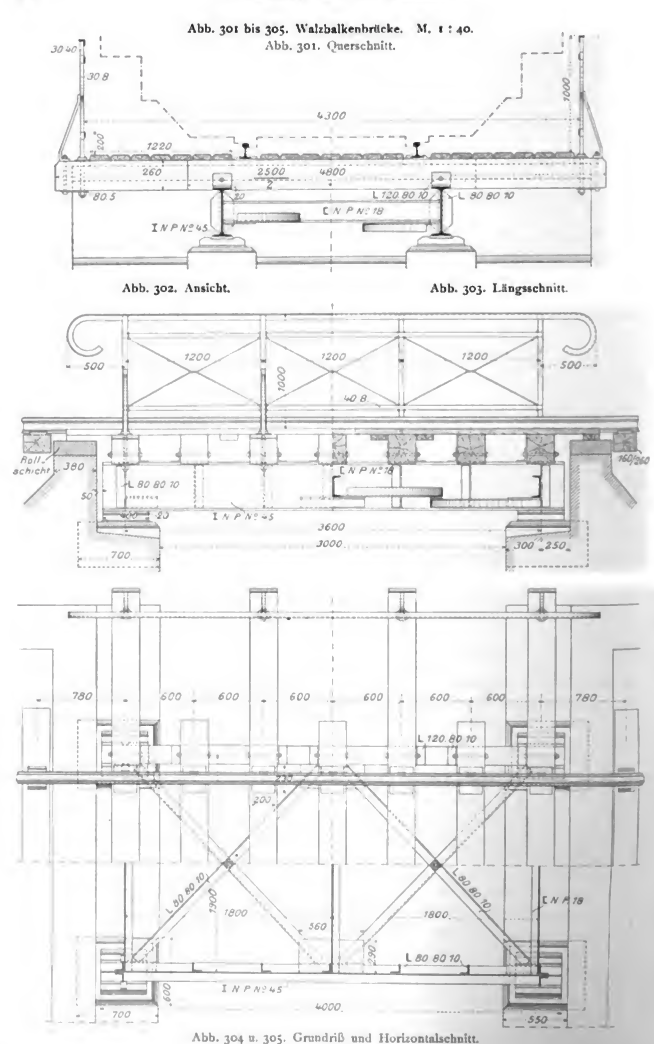


Abb. 302. Ansicht.

Abb. 303. Längsschnitt.

Abb. 304 u. 305. Grundriß und Horizontalschnitt.

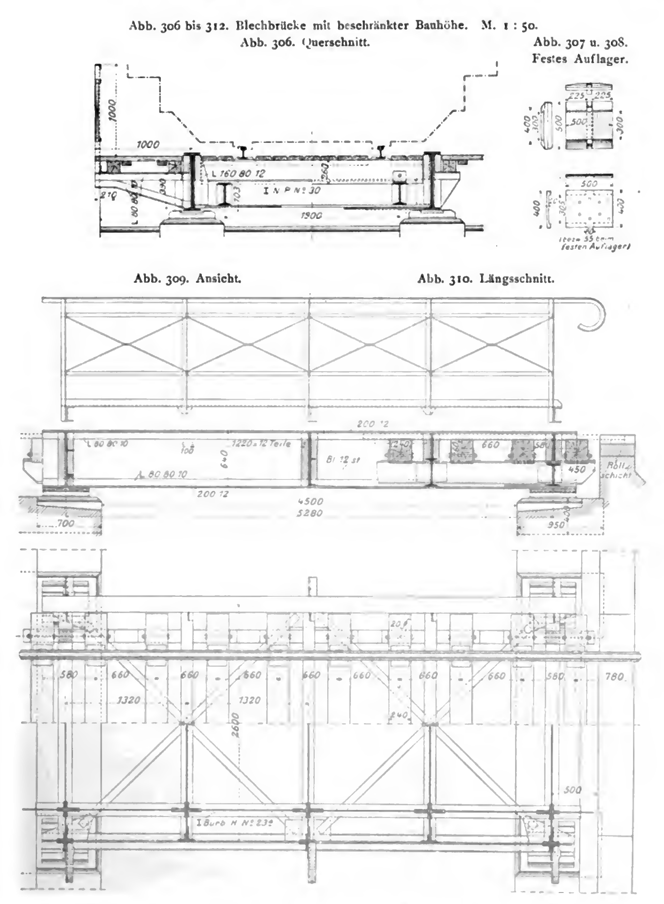


Abb. 306 bis 312. Blechbrücke mit beschränkter Bauhöhe. M. 1 : 50.

Abb. 306. Querschnitt.

Abb. 307 u. 308. Festes Auflager.

Abb. 309. Ansicht.

Abb. 310. Längsschnitt.

Abb. 311 u. 312. Grundriß und Horizontalschnitt.

§ 38. Die Balken-Fachwerksträger. Allgemeines. Die Fachwerksträger bestehen aus einzelnen Stäben, die in den sog. Knotenpunkten miteinander verbunden sind. Man unterscheidet bei den Trägern die Gurtungen und die Gitterstäbe. Als

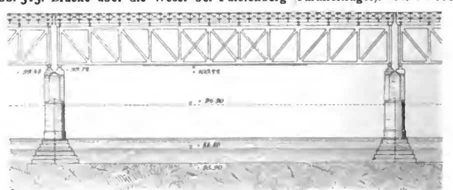
Gurtungen bezeichnet man die Gesamtheit der Umfangsstäbe, welche das Fachwerk nach oben bzw. unten begrenzen (obere bzw. untere Gurtung); die Stäbe, welche die Gurtungen miteinander verbinden, nennt man Füllungsstäbe, Gitterstäbe, Wandglieder. Die Punkte, in welchen zwei oder mehrere Stäbe zusammentreffen, heißen Knotenpunkte, das Gitterwerk heißt ein Netzwerk oder Maschenwerk, wenn die aufeinander folgenden Gitterstäbe abwechselnd von links nach rechts und von rechts nach links geneigt, ein Ständerfachwerk, wenn die Gitterstäbe abwechselnd lotrecht und geneigt angeordnet sind. Man unterscheidet ferner einfaches und mehrfaches Maschenwerk bzw. Ständerfachwerk. Bei dem einfachen Werk schneiden die Achsen der Wandstäbe einander nur auf den Gurtstabachsen, bei dem mehrfachen dagegen auch zwischen den Gurtungen. Diese letzteren Schnittpunkte werden aber nur ausnahmsweise als Knotenpunkte ausgebildet.

Nach der Form der Gurtungen bezeichnet man die Träger als Parallelträger, Träger mit parallelen, meist wagerechten Gurtungen (Abb. 313)[31]) und Vieleckträger, Träger, bei denen eine Gurtung oder beide Gurtungen gekrümmt, bzw. einer Kurve eingeschriebene Vielecke sind.

Die Parallelträger werden zu Trapezträgern, wenn man jederseits das Endfeld dreieckförmig herstellt. Bei den Trägern mit einer gekrümmten Gurtung kann die obere oder untere Gurtung geradlinig sein. Träger mit einer oberen geradlinigen und unteren vieleckigen Gurtung nennt man Fischbauchträger (Abb. 314), solche mit oberer vieleckiger und unterer geradliniger Gurtung nennt man Bogensehnenträger (Abb. 315); Träger mit zwei gekrümmten Gurtungen (bzw. zwei Vieleckgurtungen) heißen Fischträger, auch Linsenträger.

Die Fahrbahn wird, falls eine geradlinige Gurtung vorhanden ist, an diese gelegt: welche Gurtung als geradlinige zu wählen ist, ergibt sich aus den besonderen Verhältnissen. Falls die unter der Fahrbahn verfügbare Konstruktionshöhe groß ist, macht man die obere Gurtung geradlinig und legt den ganzen Hauptträger unter die Fahrbahn. Diese Anordnung gestattet eine vorzügliche Aussteifung der Konstruktion und ist allen andern vorzuziehen (Abb. 313 u. 314).

Abb. 313. Brücke über die Weser bei Fürstenberg (Parallelträger). M. 1 : 600.



Bei geringer verfügbarer Konstruktionshöhe unter der Fahrbahn und Verwendung von Vieleckträgern mit einer geraden Gurtung muß man die untere Gurtung geradlinig, die

[31]) Die Abb. 313 bis 319 sind Faksimilereproduktionen, hergestellt bzw. nach:
Abb. 313: Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover, 1881. Bl. 845.
» 314 u. 315: Zeitschr. f. Bauw. 1884. Bl. 45 und 1880. Bl. 44.
» 316 u. 318: Feste Brücken über den konventionellen Rhein.
» 317: Zeitschr. d. Ver. deutscher Ingenieure. 1900. S. 768.
» 219: Zeitschr. f. Baukunde. 1884. Bl. 3.

obere gekrümmt anordnen (Abb. 315). Alsdann können die beiden Hauptträger eine Querverbindung über der Fahrbahn nur erhalten, wenn die Hauptträger so hoch sind, daß die Querverbindungen der oberen Gurtungen die Durchfahrt der Wagen usw. nicht behindern. In der Nähe der Auflager ist aber stets, wenn die Gurtungen an den Auflagern zusammenlaufen, die Anbringung von Querverbindungen unmöglich, weil hier die Höhe für diese nicht ausreicht.

Abb. 314. Salmviadukt der Moselbahn (Fischbauchträger). M. 1 : 550.

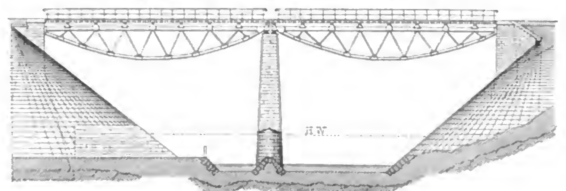
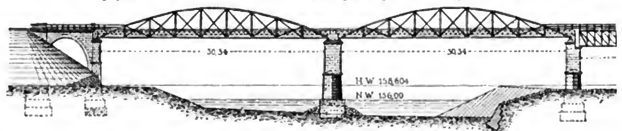
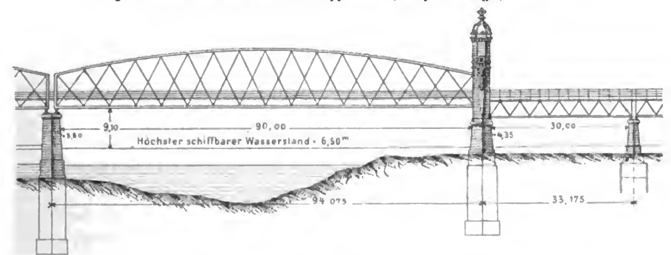


Abb. 315. Brücke über die Werra bei Eschwege (Bogensehnenträger). M. 1 : 600.



Deshalb hat man Träger hergestellt, deren Endhöhe (über den Auflagern) wenigstens so groß ist, daß über der Fahrbahn die Querverbindung der oberen Gurtungen beider Träger vorgenommen werden kann, ohne daß die Durchfahrt behindert ist. Solche Träger nennt man Halbparabelträger (Abb. 316). Diese Träger, deren gekrümmte

Abb. 316. Brücke über den Rhein bei Roppenheim (Halbparabelträger). M. 1 : 1000.

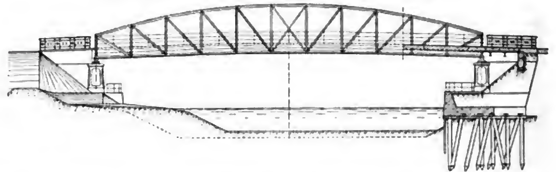


Gurtung übrigens auch eine andere Kurve als die Parabel zeigen kann, bieten noch den weiteren Vorteil besseren Aussehens und einer wesentlich einfacheren Konstruktion der Auflagerknotenpunkte gegenüber den Trägern mit der Auflagerhöhe Null. So hat man denn die Halbparabelträger auch bei kleinen Weiten gewählt, bei welchen die

Endhöhe nicht für Anbringung einer oberen Querverbindung genügt (Abb. 317). Auch mit oberer geradliniger, unterer vieleckiger Gurtung finden die Halbparabelträger zweckmäßig Anwendung.

Bei Trägern mit einer geraden Gurtung, an welcher die Fahrbahn liegt, dient diese Gurtung zugleich als Gurtung für den wagerecht liegenden Windträger, dessen Aufgabe es ist, die wagerechten Kräfte nach den Auflagern zu führen. Anders bei den Trägern mit zwei gekrümmten Gurtungen. Die Fahrbahn liegt in der Höhe der Tangente, welche in Trägermitte an den Obergurt oder Untergurt gelegt ist, oder in einer mitt-

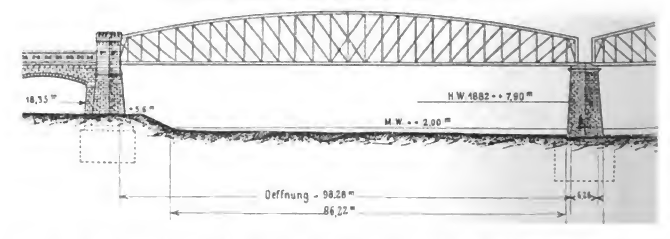
Abb. 317. Brücke über den Elb-Trave-Kanal. M. 1 : 400.



leren Höhe; die Belastungen der Querträgerpunkte werden nach Bedarf durch besondere Pfosten oder Hängestäbe auf die Knotenpunkte des Trägers übertragen. Hier sind aber besondere Windgurtungen anzuordnen, weil die Fahrbahn nicht an eine geradlinige Gurtung anschließt.

Mit Rücksicht auf die Anordnung der Wandglieder unterscheidet man: Träger mit einteiligem Maschenwerk (Abb. 314) bzw. einteiligem Ständerfachwerk (Abb. 313), und mehrteilige Systeme sowohl für Maschenwerk (Abb. 316), wie für Ständerfachwerk (Abb. 318). Die mehrteiligen Systeme ergaben sich folgendermaßen: Wenn bei

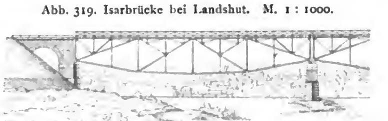
Abb. 318. Brücke über den Rhein bei Wesel. M. 1 : 1000.



einer großen Stützweite l des Trägers auch die Höhe h des Trägers sehr groß wird, so muß man, damit die Diagonalen nicht zu steil werden, auch die Knotenpunktsabstände, d. h. die Feldweiten, groß wählen. Es können aber die Lastpunkte, d. h. die Querträger, nur in den Knotenpunkten angebracht werden. Um nicht zu große Feldweiten und infolge davon zu große und schwere Schwellenträger zu erhalten, legte man zwischen je zwei weitliegende Knotenpunkte des ersten Systems noch weitere Knotenpunkte, und bildete für diese ein zweites, auch wohl drittes, viertes System aus. Die Gurtungen aller Einzelsysteme fallen zusammen (Abb. 318).

Die mehrteiligen Systeme waren in der ersten Zeit des Eisenbrückenbaues sehr beliebt; man schachtelte eine große Zahl von Systemen ineinander und erhielt so die engmaschigen Systeme (Kölner Rheinbrücke, alte Weichselbrücke bei Dirschau). — Die engmaschigen Träger sind unvorteilhaft und heute verlassen. Nur bei sehr großen Stützweiten verwendet man jetzt noch vereinzelt mehrfache Systeme, zweifache, höchstens dreifache. — Statt mehrteiliges Gitterwerk zu verwenden, empfiehlt es sich, die Last der zwischen die Hauptknotenpunkte eingeschalteten Knotenpunkte durch Unterkonstruktionen auf das Hauptsystem zu übertragen (Abb. 319 gibt ein gutes Beispiel).

Abb. 319. Isarbrücke bei Landshut. M. 1 : 1000.



Die Höhe h bei den Parallelträgern, bzw. die Mittenhöhe f bei den Vieleckträgern steht zur Stützweite in Beziehung. Je größer die Höhe im Verhältnis zur Stützweite gewählt wird, desto kleiner wird innerhalb gewisser Grenzen der Materialaufwand für den Hauptträger. Gute Verhältnisse sind:

bei Parallelträgern und Trapezträgern . . . . $\frac{h}{l} = \frac{1}{8}$ bis $\frac{1}{12}$,

bei Trägern mit einer geraden und einer gekrümmten Gurtung $\frac{f}{l} = \frac{1}{7}$ bis $\frac{1}{9}$,

bei Trägern mit zwei gekrümmten Gurtungen . . . . $\frac{f}{l} = \frac{1}{7}$ bis $\frac{1}{8}$.

Die Stabkräfte. Die Stäbe der oberen Gurtung werden bei den auf zwei Stützpunkten ruhenden Balkenträgern stets auf Druck beansprucht, diejenigen der unteren Gurtung stets auf Zug.

Die Ermittelung der in den Gurtungsstäben durch irgend eine Belastung erzeugten Spannungen kann auf rechnerischem und zeichnerischem Wege vorgenommen werden. Beide Arten können hier als bekannt vorausgesetzt werden. Zweckmäßig legt man für die Berechnung das RITTERsche Momentenverfahren zugrunde. Man denkt durch den zu berechnenden Stab, IV V der Abb. 320, einen Schnitt gelegt und wählt als Momentenpunkt den Punkt, in welchem die Achsen der beiden Stäbe einander schneiden, die außer dem betreffenden Stabe durch den Schnitt getroffen werden. Hier wäre also Punkt 5 als Momentenpunkt zu wählen. Für diesen Punkt setze man die Summe der Momente aller an der einen Seite des Schnittes wirkenden Kräfte gleich Null. Das Moment der äußeren an der einen Seite des Schnittes wirkenden Kräfte habe die Größe M_5, der Hebelarm der im Stabe IV V wirkende Stabkraft O_5 sei für den Momentenpunkt 5 gleich h_5, so muß sein:

$$O_5 \cdot h_5 + M_5 = 0, \quad \text{woraus folgt:} \quad O_5 = -\frac{M_5}{h_5}.$$

Bezeichnen die Zeichen g, bzw. p, daß Momente und Spannungen sich auf die Belastungen durch Eigengewicht bzw. Verkehrslast beziehen, so folgt allgemein:

$$\left.\begin{aligned} O_g &= -\frac{M_g}{h} \\ O_p &= -\frac{M_p}{h} \\ O_{p\,\max} &= -\frac{M_{p\,\max}}{h} \end{aligned}\right\} \qquad (61)$$

Ebenso ergibt sich für einen Stab $4 \cdot 5$ der unteren Gurtung der Punkt IV als Momentenpunkt, M_{IV} als Moment der maßgebenden äußeren Kräfte, und wenn r_5 Hebelarm der Spannung U_5 im Stabe $4 \cdot 5$ für Punkt IV ist:

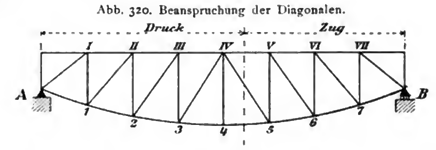
$$-U_5 \cdot r_5 + M_{IV} = 0, \quad \text{mithin} \quad U_5 = \frac{M_{IV}}{r_5}$$

und mit den obigen Bezeichnungen allgemein:

$$\left.\begin{aligned} U_g &= \frac{M_g}{r} \\ U_p &= \frac{M_p}{r} \\ U_{p\,\max} &= \frac{M_{p\,\max}}{r} \end{aligned}\right\} . \qquad (62)$$

Für den Balkenträger der Abb. 320 ist bei lotrechten Belastungen $M_1 = M_I$, $M_2 = M_{II}$ usw.

Abb. 320. Beanspruchung der Diagonalen.



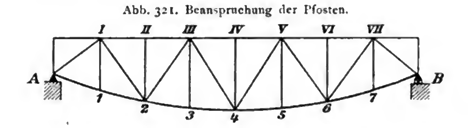
Die Stabkräfte in den Diagonalen und Pfosten können in entsprechender Weise durch Aufsuchen der Momentenpunkte und Aufstellung der Momentengleichungen ermittelt werden: Diagonalen und Pfosten werden je nach der Belastungsart gezogen oder gedrückt. In einer Diagonale ruft jede Last Zug hervor, welche sich auf der Trägerstrecke befindet zwischen dem zum Fußpunkt der Diagonale gehörigen Knotenpunkt und demjenigen Auflager, nach welchem der Fußpunkt der Diagonale hinweist; der zum Fußpunkt gehörige Knotenpunkt der Diagonale ist zu der belasteten Strecke zu rechnen. Jede Last ruft Druck hervor, welche auf der Trägerstrecke liegt zwischen dem zum Kopfpunkte der Diagonale gehörigen Kopfpunkt (einschließlich dieses) und demjenigen Auflager, nach welchem der Knotenpunkt hinweist. Diese Regel gilt, wenn die zu einer Diagonale gehörigen Gurtstäbe der oberen und unteren Gurtung sich außerhalb der Lotrechten der beiden Auflager schneiden.

Für die Diagonale IV 5 z. B. sind die betreffenden Strecken in Abb. 320 mit Zug und Druck bezeichnet. Größte Beanspruchung auf Zug findet durch Verkehrslast demnach statt, wenn die Zugabteilung möglichst voll bzw. schwer belastet ist, die Druckabteilung aber gar keine Verkehrslast zu tragen hat; größte Druckbeanspruchung bei entsprechender Belastung der Druckabteilung. Das Eigenwicht, welches die ganze Brücke nach der üblichen Annahme gleichmäßig belastet, erzeugt gewöhnlich in den nach der Mitte fallenden Diagonalen Zug, in den nach der Mitte steigenden Diagonalen Druck. Ausnahmen werden weiter unten angegeben.

Ein Pfosten erhält seine größte Inanspruchnahme bei der Belastung, welche für diejenige Diagonale die ungünstigste ist, die mit dem betreffenden Pfosten an einem Knotenpunkte zusammentrifft, an welchem die Fahrbahn nicht liegt; die Art der Inanspruchnahme ist derjenigen der zugehörigen Diagonale entgegengesetzt: ist sie bei der Diagonale Zug (bzw. Druck), so ist sie beim Pfosten Druck (bzw. Zug). — Diese Regel gilt nicht, wenn die Diagonalen in den beiden an den Pfosten grenzenden Feldern sich in demselben Knotenpunkte der oberen bzw. unteren Gurtung treffen (Abb. 321); die

Inanspruchnahme der Pfosten wird dann sehr einfach ermittelt durch Betrachtung der Gleichgewichtsbedingungen an denjenigen Knotenpunkten (II, IV, VI, 1, 3, 5, 7), an denen sich nur Pfosten und Gurtstäbe treffen.

Abb. 321. Beanspruchung der Pfosten.



Die Berechnung der Diagonalen und Pfosten gestaltet sich besonders einfach bei den Parallelträgern. Es werde die Spannung in der Diagonale mit D bezeichnet, der spitze Winkel der Diagonalenachse mit der Lotrechten sei α, falls die Diagonale nach rechts fällt, der entsprechende Winkel sei β, falls die Diagonale nach rechts steigt, die Querkraft für einen durch die Diagonale gelegten Schnitt sei Q, so muß wegen des Gleichgewichts stattfinden:

$$Q - D \cdot \cos\alpha = 0 \qquad D = \frac{Q}{\cos\alpha}$$

$$\text{bzw.} \quad Q + D' \cdot \cos\beta = 0 \qquad D' = -\frac{Q}{\cos\beta}.$$

Mit den früheren Bezeichnungen ergibt sich:

$$\left.\begin{aligned} D_g &= \frac{Q_g}{\cos\alpha} \quad \text{bzw.} \quad & D'_g &= -\frac{Q_g}{\cos\beta} \\ D_{p\,\max} &= \frac{Q_{p\,\max}}{\cos\alpha} & D'_{p\,\min} &= -\frac{Q_{p\,\max}}{\cos\beta} \\ D_{p\,\min} &= \frac{Q_{p\,\min}}{\cos\alpha} & D'_{p\,\max} &= -\frac{Q_{p\,\min}}{\cos\beta} \end{aligned}\right\} . \tag{63}$$

Da $Q_{p\,\min}$ negativ ist, so wird:

$$\frac{Q_{p\,\min}}{\cos\alpha} \text{ negativ und } -\frac{Q_{p\,\min}}{\cos\beta} \text{ positiv.}$$

Für die Pfosten (Abb. 320) muß man die Schnitte schräg legen, etwa parallel zu den Diagonalen. Dann ist für nach rechts fallende Diagonalen:

$$Q + V = 0 \quad \text{und mithin} \quad V = -Q,$$

für nach rechts steigende Diagonalen:

$$Q - V' = 0 \quad \text{und} \quad V' = Q.$$

Mithin wird:

$$\left.\begin{aligned} V_g &= -Q_g \quad \text{bzw.} \quad & V' &= Q_g \\ V_{p\,\max} &= -Q_{p\,\min} & V'_{p\,\min} &= -Q_{p\,\max} \\ V'_{p\,\max} &= Q_{p\,\max} & V'_{p\,\min} &= Q_{p\,\min} \end{aligned}\right\} . \tag{64}$$

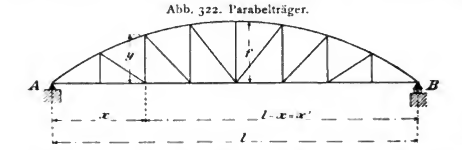
Man hat vielfach sog. **Gegendiagonalen** verwendet (Abb. 315, S. 211), um nur auf Zug beanspruchte Diagonalen zu erhalten. Würde man in Abb. 320 in Feld IV, V, 5, 4 eine entgegengesetzt geneigte Diagonale 4 V einsetzen, so würde diese nach der oben angeführten Gesetzmäßigkeit bei derjenigen Belastung Zug erhalten, welche in der Diagonale IV 5 Druck erzeugen würde. Man macht nun die Diagonale IV 5, die wir als **Hauptdiagonale** bezeichnen wollen, unfähig, Druck aufzunehmen, indem man sie aus Flacheisen konstruiert, welche bei Druck ausbiegen; dann ist bei Belastung der in Abb. 320 mit Druck überschriebenen Abteilung die Diagonale IV 5 als nicht vorhanden anzusehen, und es wird die Gegendiagonale 4 V eintreten, die bei dieser Be-

lastung Zug erhält. — Neuerdings ordnet man meistens einfache Diagonalen an, welche Zug und Druck ertragen können; die Berechnung ist sicherer, und die beim Einbringen der Gegendiagonalen leicht möglichen Arbeitsfehler werden vermieden.

Die Form der gekrümmten Gurtung ist meistens ein einer Kurve eingeschriebenes Vieleck. Als Kurve wird sehr häufig eine Parabel oder ein flacher Kreisbogen gewählt; auch die Ellipse, kubische Parabel[32]), und Hyperbel haben Anwendung gefunden. — Die Parabelträger haben folgende wichtige Eigenschaft: bei voller Belastung der ganzen Brücke mit gleichmäßig verteilter Last ist die Spannung in den Stäben der geraden Gurtung auf die ganze Trägerlänge gleich groß, in den Stäben der gekrümmten Gurtung auf die ganze Trägerlänge nahezu gleich groß, in den Diagonalen gleich Null. Da nun die volle Belastung der ganzen Brücke für die Berechnung und Konstruktion der Gurtstäbe als ungünstigste zugrunde gelegt werden muß, auch das Eigengewicht eine solche Belastung bedeutet, so folgt, daß beim Parabelträger alle Stäbe der geradlinigen Gurtung mit gleichem Querschnitt hergestellt werden können, ebenso wie auch die Stäbe der gekrümmten Gurtung, da die theoretischen Querschnittsunterschiede in den Stäben dieser Gurtung nur sehr gering sind. Die Diagonalen können schwach sein, da sie durch das gleichförmig verteilte Eigengewicht nicht gespannt werden; jede Diagonale erleidet bei teilweiser Belastung (vgl. Abb. 320) ihren größten Zug bzw. Druck; beide Größt-Spannungen einer Diagonale haben bei gleichmäßig verteilter Verkehrslast, absolut genommen, gleiche Größe. Solche Verkehrslast ist z. B. das Menschengedränge bei Straßenbrücken. — Bei den Eisenbahnbrücken muß man mit Einzellasten (Raddrücken) rechnen; hier gilt das Vorstehende nicht; annähernd erhält man aber ähnliche Ergebnisse, und zwar um so mehr, je größer die Stützweite l der Träger ist.

Die Gleichung der Parabel bezieht man zweckmäßig auf den linken Auflagerpunkt A als Anfang des Koordinatensystems. Mit den Bezeichnungen der Abb. 322 heißt die Gleichung:

Abb. 322. Parabelträger.



$$\left.\begin{aligned} y &= \frac{4f}{l^2}(l-x)x \\ y &= \frac{4f}{l^2}x' \cdot x \end{aligned}\right\} \quad (65)$$

Für x sind die Abszissen der einzelnen Knotenpunkte einzusetzen.

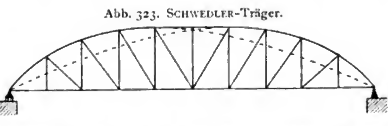
Die kubische Parabel vereint den Vorzug der quadratischen Parabel, daß die Spannung im gekrümmten Gurt nahezu im ganzen Träger gleich groß ist, mit dem weiteren eines steileren Schnittwinkels beider Gurtungen am Auflager und eines raschen Ansteigens der gekrümmten Gurtung. Infolge davon kann die obenerwähnte Querverbindung über der Fahrbahn auf eine größere Trägerlänge angeordnet werden, als bei der nach der gemeinen Parabel gekrümmten Gurtform.

Die SCHWEDLER-Träger haben obere Gurtungen, welche nach der Hyperbel gekrümmt sind: der Scheitel der Hyperbel fällt aber nicht mit der Trägermitte zusammen, so daß man eine im mittleren Teile nach der Mitte zu abfallende Gurtlinie erhält (Abb. 323). Führte man diese Form auf jeder Seite der Mitte gleich aus, so ergäbe sich eine Trägerform mit einem Knick in der Mitte. Des Aussehens wegen ist der mittlere Teil des Trägers durch einen Parallelträger ersetzt, dessen Höhe gleich der Scheitelhöhe der Hyperbel gewählt ist. Diese von SCHWEDLER erfundene Trägerform

[32]) Zentralbl. d. Bauverw. 1899, S. 19, 180.

ist aus der Bedingung konstruiert, daß die Diagonalen niemals, auch bei der für sie ungünstigsten Druckbelastung, Druck erhalten sollten. Die Bedingung ist bei den beiden Seitenteilen, welche nach der Hyperbel gekrümmte Obergurte haben, erfüllt, nicht aber im mittleren Teil, der ein Parallelträger ist. In diesem Teil erhalten die Diagonalen sowohl Zug wie Druck. — SCHWEDLER-Träger werden nur noch selten ausgeführt, die Gurtform ist unschön.

Abb. 323. SCHWEDLER-Träger.



Es ist zweckmäßig, womöglich statisch bestimmte Träger zu verwenden. Balkenträger mit einem festen und einem wagerecht beweglichen Auflager sind statisch bestimmt, wenn bei einteiligem Gitterwerk sich Dreieck an Dreieck reiht, d. h. wenn man, von einem Dreieck ausgehend, durch allmähliches Hinzufügen von je einem Knotenpunkte mittels zweier Stäbe den ganzen Träger zu bilden vermag. Die meisten in dem praktischen Brückenbau ausgeführten Träger sind nach dieser Regel gebildet.

Beim Entwerfen der Trägerform wähle man möglichst eine gerade Felderzahl; bei ungerader Felderzahl ergibt sich ein Mittelfeld, welches der Symmetrie wegen mit gekreuzten Diagonalen versehen werden muß; das gleiche ergibt sich beim Windverband im Grundriß. Dadurch wird die Berechnung unklar.

Beispiel: In dem oben (S. 194 bis 198) vorgeführten Beispiele war (Abb. 293 auf S. 194)

$$l = 40 \text{ m}, \quad \lambda = 4 \text{ m}, \quad h = 4 \text{ m}.$$

Das Eigengewicht betrage für das lfd. m Gleis 2,4 t, also für das lfd. m Träger

$$g = 1{,}2 \text{ t}.$$

Die größten Momente durch Verkehrslast sind auf S. 196 bereits ermittelt. Man erhält die in folgender Tabelle zusammengestellten Werte für:

Tabelle XIV. Die Spannungen in den Gurtstäben.

	Punkt	1	2	3	4	5	6	7	8	9	
Obere Gurtung	$M_g =$	86,4	153,6	201,6	230,4	240,0	230,4	201,6	153,6	86,4	mt
	$O_g = -\frac{M_g}{h}$	−21,6	−43,4	−50,4	−57,6	−60,0	−57,6	−50,4	−43,4	−21,6	t
	$M_{p\,\max} =$	285,5	498	632	702	708	702	632	498	285,5	mt
	$O_{p\,\max} = -\frac{M_{p\,\max}}{h}$	−71,4	−124,5	−158,0	−175,5	−177,0	−175,5	−158,0	−124,6	−71,4	t
		O_1	O_2	O_3	O_4	$O_5 = O_6$	O_7	O_8	O_9	O_{10}	

	Punkt	0	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	
Untere Gurtung	$M_g =$	0	86,4	153,6	201,6	230,4	(240,0)	230,4	201,6	153,6	86,4	0	mt
	$U_g = \frac{M_g}{h}$	0	21,6	43,4	50,4	57,6		57,6	50,4	43,4	21,6	0	t
	$M_{p\,\max} =$	0	285,5	498	632	702		702	632	498	285,5	0	mt
	$U_{p\,\max} = \frac{M_{p\,\max}}{h}$	0	71,4	124,5	158,0	175,5		175,5	158,0	124,5	71,4	0	t
		U_1	U_2	U_3	U_4	U_5		U_6	U_7	U_8	U_9	U_{10}	

Bemerkung: Die Stäbe O_5 und O_6 haben gleichen Momentenpunkt 5, also gleiche Stabspannungen. Für die untere Gurtung ist Punkt V kein Momentenpunkt.

Spannungen in den Diagonalen. Es ist $\cos\alpha = \cos 45^0 = 0{,}707 = \cos\beta$.

In der Formel $Q_g = \frac{g}{2}(l - 2x)$ sind wegen der indirekten, nur in den Knotenpunkten

angenommenen Belastungen die x bis zur Mitte der betreffenden Felder zu rechnen. Man erhält z. B. für D_4:

$$Q_g = \frac{g}{2}(l - 2x) \qquad Q_{4g} = \frac{g}{2} \cdot 12 = 6g = 6 \cdot 1,2 = 7,2 \text{ t}$$

$$x = 14 \text{ m}; \quad l - 2x = 12 \qquad D_{4g} = \frac{Q_{4g}}{\cos\alpha} = \frac{7,2}{0,707} = 10,2 \text{ t.}$$

$Q_{p\,max}$ ist für das betreffende Feld oben ermittelt (S. 196 bis 198):

$$Q_{4p\,max} = \frac{64,1}{2} = \sim 32,05 \text{ t}, \quad D_{4p\,max} = \frac{32,05}{0,707} = 45,4 \text{ t.}$$

$Q_{p\,min}$ findet für das betreffende Feld bei einer Belastung statt, welche derjenigen Belastung entspricht, die oben für die zu D_4 symmetrisch liegende Diagonale D_7 ermittelt ist. Für diese Belastung ist:

$$Q_{p\,max} = \frac{19,6}{2} \text{ t} = +9,8 \text{ t}, \quad \text{also} \quad D_7 = -\frac{9,8}{0,707} = -13,9 \text{ t.}$$

Man erhält für:

Tabelle XV. Die Spannungen in den Diagonalen.

Schnitt durch Stab:	D_1	D_2	D_3	D_4	D_5	D_6	D_7	D_8	D_9	D_{10}
Q_g	21,6	16,8	12,0	7,2	2,4	−2,4	−7,2	−12,0	−16,8	−21,6 t
D_g	30,55	23,8	16,8	10,2	3,4	−3,4	−10,2	−16,8	−23,8	−30,55 t
$Q_{p\,max}$	67,55	54,8	42,5	32,1	22,6	15,8	9,8	5,3	1,9	0
Links d. Mitte $D_{p\,max} = \frac{Q_{p\,max}}{\cos\alpha}$	+95,5	+77,5	+60,1	+45,4	+31,9					
Rechts d. Mitte $D_{p\,min} = -\frac{Q_{p\,max}}{\cos\beta}$						−22,3	−13,9	−7,5	−2,7	0
Größte Werte $D_{p\,max}$	+95,5	+77,5	+60,1	+45,4	+31,9	+31,9	+45,4	+60,1	+77,5	+95,5
Größte Werte $D_{p\,min}$	−0	−2,7	−7,5	−13,9	−22,3	−22,3	−13,9	−7,5	−2,7	−0

Spannungen in den Pfosten. In der Formel $Q_g = \frac{g}{2}(l - 2x)$ sind die x auch hier bis zur Mitte des betreffenden, vom schrägen Schnitt getroffenen Feldes zu rechnen.

Man erhält, wenn die Fahrbahn an der oberen Gurtung liegt:

Tabelle XVI. Die Spannungen in den Pfosten.

Schräger Schnitt durch Stab	V_1	V_2	V_3	V_4	V_5	V_6	V_7	V_8	V_9
$Q_g =$	21,6	16,8	12,0	7,2		−7,2	−12,0	−16,8	−21,6 t
$\left\{ \begin{array}{l} V_g = -Q_g \\ V'_g = Q_g \end{array} \right\} =$	−21,6	−16,8	−12,0	−7,2	(−4,8)	7,2	12,0	16,8	21,6 t
$Q_{p\,max} =$	67,55	54,8	42,5	32,1		9,8	5,3	1,9	0
$V_{p\,min} = -Q_{p\,max}$	−67,55	−54,8	−42,5	−32,1	(−23,4)				
$V'_{p\,max} = Q_{p\,max}$						+9,8	+5,3	+1,9	0
Größte Werte $V_{p\,min}$	−67,55	−54,8	−42,5	−32,1	−23,4	−32,1	−42,5	−54,8	−67,55
Größte Werte $V_{p\,max}$	0	1,9	5,3	9,8		9,8	5,3	1,9	0

Die Pfosten V_1 bis V_4 sind nach der Formel 64 für V, die Pfosten V_6 bis V_9 nach der Formel 64 für V' berechnet.

Stab V_5 in der Trägermitte ist Ausnahmestab, weil ein schräger Schnitt mehr als drei Stäbe trifft. Man stelle die Gleichgewichtsbedingung für den oberen Knotenpunkt V auf: Stabsspannung V_5 kann nur durch Lasten erzeugt werden, welche in diesem Knotenpunkte übertragen werden. Ungünstigste Belastung findet statt, wenn das mittelste Lokomotivrad gerade über Punkt V steht, rechts und links in den anschließenden Feldern je zwei weitere Lokomotivräder. Man erhält:

$$V_{5p\,max} = -\left(8{,}5 + \frac{2 \cdot 8{,}5(1 + 2{,}5)}{4}\right) = -\left(8{,}5(1 + 1{,}75)\right) = -23{,}375\ \mathrm{t}.$$

Ebenso: $$V_{5g} = -1{,}2 \cdot 4 = -4{,}8\ \mathrm{t}.$$

Die betreffenden Werte sind in der Tabelle eingeklammert. Die Spannung in den beiden Auflagerpfosten, V_0 und V_{10} ist gleich dem Auflagerdruck; demnach ist:

durch Eigengewicht: $$V_{0g} = V_{10g} = -\frac{1{,}2 \cdot 40}{2} = -24\ \mathrm{t},$$

durch Verkehrslast: $$V_{0p\,max} = V_{10p\,max} = -\left(\frac{5661 + 274 \cdot 1}{40}\right) = -148{,}4\ \mathrm{t}.$$

$V_{0p\,max}$ ist nach Gleichung 43 auf S. 196 berechnet unter Benutzung der Tabelle XII.

§ 39. Die Querschnittsbildung der Fachwerksstäbe.

a) Größe und Form der Querschnitte. Nach Ermittelung der ungünstigstenfalls in den Stäben auftretenden Kräfte sind die Querschnitte der Stäbe zu bestimmen. Bei den nur auf Zug beanspruchten Stäben genügt es, wenn die berechnete Querschnittsfläche an der schwächsten, d. h. an der durch Nietlöcher meist geschwächten Stelle vorhanden ist; die Form des Querschnitts ist bei diesen Stäben von geringerer Bedeutung. Bei den gedrückten Stäben dagegen muß nicht nur auf Druck, sondern auch auf Zerknicken Rücksicht genommen werden. Der Widerstand, welchen ein Stab dem Zerknicken entgegensetzt, ist in hohem Maße von der Form seiner Querschnittsfläche abhängig. Es muß deshalb bei den Druckstäben nicht nur die Querschnittsfläche die berechnete Größe, sondern auch eine solche Form haben, daß die Stäbe dem Zerknicken genügenden Widerstand entgegensetzen.

Es bezeichne:

P die größte im Stabe auftretende Zug- bzw. Druckkraft in kg,
k die zulässige Inanspruchnahme in kg f. d. Quadratzentimeter,
F die erforderliche Querschnittsfläche in qcm,
J das auf eine Schwerpunktsachse bezogene Trägheitsmoment der Querschnittsfläche in cm^4,
J_{min} das kleinste aller dieser Trägheitsmomente für den betrachteten Querschnitt in cm^4,
λ die freie Stablänge, welche für die Gefahr des Zerknickens in Frage kommt,

so muß sein bei Stäben aus Flußeisen und Schweißeisen für die gezogenen Stäbe:

$$F = \frac{P}{k}, \tag{66}$$

für die gedrückten Stäbe:

$$\left.\begin{array}{l} F \geqq \dfrac{P}{k} \\ J_{min} \geqq 2{,}5 \cdot P_t \cdot \lambda_m^2. \end{array}\right\} \tag{67}$$

Der Zahlenwert 2,5 in dem Ausdruck für J_{min} entspricht einer fünffachen Sicherheit gegen Zerknicken; P soll in dieser Formel in Tonnen (deshalb P_t), λ in Metern eingesetzt werden (deshalb λ_m). Man erhält J_{min} in cm^4.

Die Formel fur J_{min} setzt gelenkförmige Stabenden voraus; falls beide Enden fest eingespannt sind, so ergeben sich für J_{min} Werte, welche nur den vierten Teil derjenigen in Formel (67) betragen. Man würde aber mit dieser Annahme zu günstig rechnen und lege lieber die obige Formel zugrunde. — Weiter setzt die Formel voraus, daß der Stab nach allen Richtungen ausbiegen könne; wenn der Stab für Ausbiegen in der einen Richtung eine wesentlich größere freie Länge hat, als für Ausbiegen in der andern, so sind die erforderlichen J-Werte für beide Längen (λ_1 und λ_2) zu bestimmen; die maßgebende Querschnittsachse für J liegt dann in der Regel normal zu der Ebene, in welcher das Ausbiegen angenommen werden muß.

Die zulässige Inanspruchnahme k kann gesetzt werden:

bei Flußeisen $k = 750$ bis 1250 kg/qcm,
bei Schweißeisen $k = 700$ bis 1050 kg/qcm,

und zwar desto höher, je größer die Stützweite des Überbaues ist, weil mit wachsender Stützweite das Verhältnis der bewegten Last zum Eigengewicht abnimmt, also die mit Stößen auftretende bewegte Last weniger ungünstig wirkt. Nach der preußischen Brückenverordnung soll für Zug- und Druckstäbe aus Flußeisen gerechnet werden:

bei Stützweite bis zu	20	40	80	120	160 m,
ohne Rücksicht auf Winddruck k bis zu	850	900	950	1000	1050 kg/qcm,
mit Rücksicht auf Winddruck k bis zu	1000	1050	1100	1150	1200 kg/qcm.

Bei Verwendung von Schweißeisen sind die Beanspruchungen k um 10% niedriger als die vorstehend für Flußeisen angegebenen Werte anzunehmen. Mit Rücksicht auf Winddruck sind wesentlich größere Werte als zulässig erachtet, weil gleichzeitige ungünstigste Verkehrs- und Windlast, wenn überhaupt, nur sehr selten eintritt.

Zahlenbeispiele: a) Zugstab. $P = 30000$ kg (ohne Winddruck), Flußeisen. Stützweite des Überbaues $l = 30$ m. Man erhält nach der Tabelle durch Einschalten

$$k = \frac{850 + 900}{2} = 875 \text{ kg}, \quad F = \frac{30000}{875} = \sim 34 \text{ qcm}.$$

b) Druckstab. $P = 30000$ kg (ohne Winddruck), $l = 30$ m, $\lambda = 3{,}75$ m. Es muß sein:

$$J_{min} \geqq 2{,}5 \cdot 30 \cdot 3{,}75^2, \quad J_{min} \geqq 1050 \text{ cm}^4,$$

$$F \geqq \frac{30000}{875}, \qquad F \geqq 34 \text{ qcm}.$$

b) Praktische Rücksichten bei Bildung der Stabquerschnitte. Die Stäbe werden aus Blechen, Winkeleisen und Walzeisen (⊏-, I-, ⊥-Eisen u. dgl.) zusammengesetzt: die einzelnen Teile werden durch Niete miteinander verbunden. Die preußische Brückenverordnung schreibt vor: »Die einzelnen Glieder sind, soweit sie nicht aus Flacheisen bestehen, nach Möglichkeit aus I- oder ⊏-Eisen oder sonstigen, das Zusammenheften mit durchlaufenden Nietreihen entbehrlich machenden Walzstäben, wie ⊥-Eisen, oder über Kreuz gestellten Winkeleisen, zu bilden. Die ⊏-Eisen empfehlen sich besonders für die Gurtungen, die I-Eisen für die gedrückten Wandglieder der größeren, die Kreuzquerschnitte aus Winkeleisen für diejenigen der kleineren Brücken.«

Stellen, in denen das Wasser (Regenwasser) stehen bleibt, also unten geschlossene Tröge, sog. Wassersäcke, sind unter allen Umständen zu vermeiden. Guter Anschluß der Gitterstäbe an die Gurtungsstäbe muß leicht möglich sein, desgleichen der Stoß des Gurtungsquerschnitts. Der Stoß wird stets ohne Schwierigkeit herstellbar sein, wenn man jeden Teil durch direkt aufgelegte Bleche oder Formeisen stoßen kann. Viele übereinander liegende Teile zum Stabe zu vereinen, vermeide man; der Stoß wird dadurch

unübersichtlich, die Niete werden zu lang. Enge, schwer zugängliche Zwischenräume sind nicht zulässig; Rostbeseitigung sowie Erneuerung des Anstrichs ist dann schwierig. Ganz allgemein erstrebe man geschlossene Querschnitte, bei welchen alle Oberflächen leicht zugänglich sind. Eine Vergrößerung oder Verminderung der Querschnittsfläche soll möglich sein, ohne daß die Schwerpunktslage derselben sich wesentlich ändert.

c) Querschnitte der Gurtungsstäbe. Die Abb. 324 bis 330 führen eine Anzahl verschiedener Querschnittsformen vor, welche sowohl für die gezogenen, wie die gedrückten Gurtungsstäbe geeignet sind. Abb. 324 zeigt den sog. T-förmigen Querschnitt, gebildet aus zwei ungleichschenkligen Winkeleisen (8 · 12 · 1,0 bis |10 · 20 · 1,6|, die lotrecht gestellt werden und auf welche die (punktiert angedeuteten) Knotenbleche gelegt werden. Verwendbar für Ober- und Untergurt; beim letzteren müssen zwischen die beiden aufgenieteten Knotenbleche Randfutterbleche genietet werden, um Eindringen von Wasser zu verhüten. — Verwendbar bis zu etwa 24 m Stützweite. Bei größerer Stützweite wird

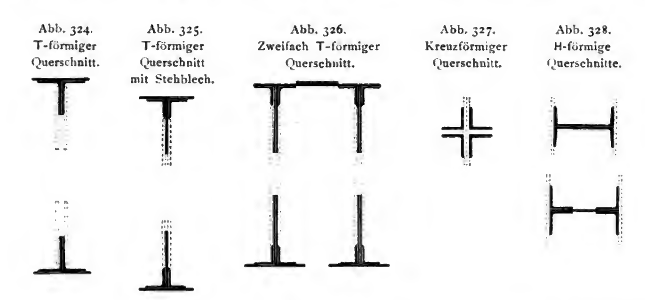


Abb. 324. T-förmiger Querschnitt.
Abb. 325. T-förmiger Querschnitt mit Stehblech.
Abb. 326. Zweifach T-förmiger Querschnitt.
Abb. 327. Kreuzförmiger Querschnitt.
Abb. 328. H-förmige Querschnitte.

zwischen den lotrechten Winkeleisenschenkeln ein lotrechtes Stehblech angeordnet (Abb. 325), welches man möglichst stark mache, wenigstens 13 mm, besser 15 bis 20 mm stark. Dadurch wird die Gefahr des Ausbeulens dieses Bleches vermieden und die Zahl der erforderlichen Anschluß- bzw. Stoßniete verringert. Bis zu etwa $l = 30$ m verwendbar.

Bei größeren Stützweiten wird vielfach der in Abb. 326 dargestellte zweifach T-förmige Querschnitt gewählt, mit je einem oder zwei Stehblechen zwischen den Winkeleisen. Im gedrückten Gurt ordne man dann an den Enden der Stehbleche längslaufende kleine Winkeleisen an, die man durch Flacheisengitter miteinander verbindet. Dadurch wird der Stab gegen Ausbeulen der Stehbleche gesichert. Bei der unteren Gurtung darf das wagerechte Deckblech nicht durchlaufen, weil sonst eine Art Wassersack entsteht. Die Pfosten kommen bei dieser Querschnittsanordnung zwischen die Stehbleche.

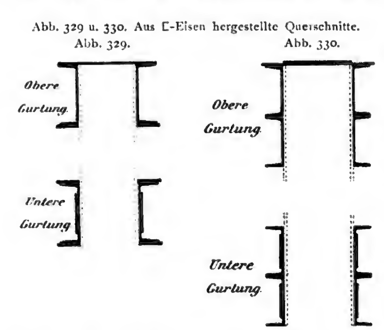
Der in Abb. 327 dargestellte, kreuzförmig aus vier Winkeleisen zusammengesetzte Querschnitt ist nur für ganz kleine Stützweiten verwendbar und wird neuerdings nur ausnahmsweise gewählt. Anschluß der Wandglieder an die Knotenbleche, welche zwischen die lotrechten Winkeleisenschenkel gelegt werden. Stoß der lotrechten Schenkel durch die Knotenbleche, der wagerechten Schenkel durch eingelegte wagerechte Bleche. Die engen Zwischenräume erschweren die Unterhaltung.

Abb. 328 zeigt sog. H-förmige Querschnitte; Anschluß der Wandstäbe durch beiderseits aufgelegte (in der Abbildung punktiert angedeutete) Knotenbleche. Für mittlere

Stützweiten bis etwa 36 m. — Sehr zweckmäßig sind die in Abb. 329 u. 330 angegebenen Querschnitte, bei denen die Stäbe aus Walzbalken (⊏-Eisen) und Blechen gebildet werden. Die Querschnitte der unteren Gurtung haben kein Verbindungsblech erhalten, weil sich durch dasselbe ein Wassersack bilden würde. Die Stäbe bieten bei richtiger Konstruktion guten Widerstand gegen Zerknicken, gestatten gute Befestigung der Wandglieder an den hinter die lotrechten Stege der ⊏-Eisen gelegten (in der Figur punktierten Knotenblechen.

Die Querschnittsgröße kann bei dieser Querschnittsform leicht verändert werden, indem man für die schwächsten Stäbe nur die beiden ⊏-Eisen verwendet, dann durch Blechtafeln verstärkt, die auf die Flanschen, weiter auch auf die Stege genietet sind (s. die untere Gurtung in Abb. 329). Man verteile dabei die Querschnittsflächen so, daß der Schwerpunkt möglichst wenig verschoben wird. Weitere Vergrößerung der Querschnittsfläche kann hier erreicht werden durch Verwendung von vier ⊏-Eisen zu jedem Stabe (Abb. 330), welche durch aufgenietete Blechtafeln, wie in der Abbildung angegeben ist, nach Bedarf verstärkt werden können.

Abb. 329 u. 330. Aus ⊏-Eisen hergestellte Querschnitte.



Die Querschnittsveränderungen sollen nach der preußischen Brückenverordnung möglichst unter Beibehaltung der Querschnittshöhen durch Änderung der Steg- und Flanschstärken und Flanschbreiten bewirkt werden, doch können auch die Höhen etwas geändert werden. Sehr wichtig ist eine ausgiebige Verbindung der beiden Teile eines Stabes zu einem Ganzen. Falls oben eine Deckplatte liegt (s. Abb. 329 u. 330), so verbindet diese die oberen Flanschen ausreichend miteinander; die unteren Flanschen sind mindestens in den Drittelpunkten jeder Feldlänge durch kräftige, an beiden Seiten mit je drei Nieten angeschlossene Bleche miteinander zu verbinden (Preuß. Br.-Verordn.). Falls oben keine Deckplatte liegt, sind ebensolche Verbindungsbleche auch auf den oberen Flanschen anzuordnen. Als weitere Verbindung ordne man bei den Druckgurtungen lotrechte Querstücke an, welche aus ⊏-, I-Eisen oder Blech und Winkeleisen bestehen, je nach der Feldweite in den Drittel- oder in den Viertelpunkten der Feldlänge.

Den lichten Abschnitt beider Teile des Querschnitts wähle man nicht kleiner als $\frac{l}{100}$ bis $\frac{l}{150}$. Der größere Abstand ist günstig für die Widerstandsfähigkeit gegen seitliches Ausbiegen. Die Rücksicht hierauf ist besonders wichtig bei unten liegender Fahrbahn und sog. offener Brücke, d. h. solchem Querschnitt des Überbaues, bei dem eine Verbindung der Obergurtstäbe über der Fahrbahn nicht möglich ist.

d) Querschnitte der Wandglieder (Diagonalen und Pfosten). Zugstäbe können aus einem oder zwei Flacheisen gebildet werden; die Breite derselben wähle man nicht zu groß ($\leqq$ 40 cm); das Aussehen wird sonst zu plump. Druckstäbe erhalten verschiedene Querschnitte, je nachdem sie an ein Knotenblech oder zwei Knotenbleche angeschlossen werden müssen, d. h. je nach der Form der Gurtstab-Querschnitte. Bei Anschluß an einteilige

Gurtung (s. Abb. 324, 325 u. 327) empfiehlt sich der kreuzförmige Querschnitt, bestehend aus vier Winkeleisen mit oder ohne Zwischenlagen oder zwei ⊥-Eisen (Abb. 331, 332, 335 u. 336). Für sehr kleine Kräfte ist der kreuzförmige, aus zwei übereck gestellten Winkeleisen gebildete Querschnitt zweckmäßig (Abb. 333, 334). Derselbe ist widerstandsfähig gegen Zerknicken und überall leicht zugänglich; um schwer zugängliche enge Zwischenräume zu vermeiden, legt man, falls Querschnitte nach Abb. 331 verwendet werden, Futterbleche in die Zwischenräume der Winkeleisen. Bei den übereck gestellten Winkeleisen müssen Verbindungsbleche, etwa 60 bis 75 mm breit, nach beiden Richtungen angeordnet werden (Abb. 334): Abstand derselben je nach dem Winkeleisenquerschnitt 0,7 m bis 1,25 m. — Bei zweiteiligen Gurtquerschnitten (Abb. 337, 339 u. 340) wie auch bei H-förmigen Gurtquerschnitten werden Pfosten und Diagonalen von

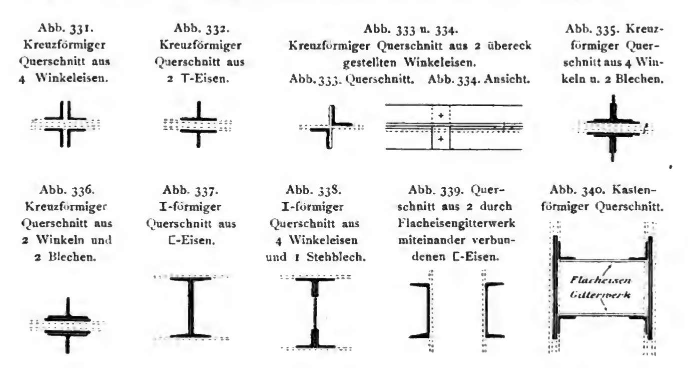


Abb. 331. Kreuzförmiger Querschnitt aus 4 Winkeleisen.

Abb. 332. Kreuzförmiger Querschnitt aus 2 T-Eisen.

Abb. 333 u. 334. Kreuzförmiger Querschnitt aus 2 übereck gestellten Winkeleisen. Abb. 333. Querschnitt. Abb. 334. Ansicht.

Abb. 335. Kreuzförmiger Querschnitt aus 4 Winkeln u. 2 Blechen.

Abb. 336. Kreuzförmiger Querschnitt aus 2 Winkeln und 2 Blechen.

Abb. 337. I-förmiger Querschnitt aus ⊏-Eisen.

Abb. 338. I-förmiger Querschnitt aus 4 Winkeleisen und 1 Stehblech.

Abb. 339. Querschnitt aus 2 durch Flacheisengitterwerk miteinander verbundenen ⊏-Eisen.

Abb. 340. Kastenförmiger Querschnitt.

I-förmigem Querschnitt verwendet: I-förmige Walzbalken, deren Flanschbreite ausreichend ist, daß die Vernietung vorgenommen werden kann, zwei in den Stegen miteinander vernietete ⊏-Eisen (Abb. 337), oder aus Winkeleisen und Stehblech hergestellte Blechbalken (Abb. 338). Mehr Widerstand gegen Zerknicken erreicht man durch Verwendung zweier ⊏-Eisen, die durch Flacheisengitterwerk miteinander verbunden werden (Abb. 339), sowie kastenförmiger Querschnitte (Abb. 340); die punktierten Linien in den Abbildungen geben stets die Lage der Knotenbleche an, an welche der Stab anzuschließen ist.

§ 40. Die Herstellung der Knotenpunkte.

a) Allgemeine Grundsätze. Die Stäbe werden in den Knotenpunkten miteinander durch Vernietung oder durch Gelenkbolzen verbunden. Hier soll nur die wichtigere, bei uns nahezu ausschließlich in Anwendung befindliche Vernietung besprochen werden. Die Kräfte der in einem Knotenpunkt zusammentreffenden Stäbe müssen miteinander im Gleichgewicht sein. Erste Bedingung für die Knotenpunktsbildung ist, daß die Achsen (Schwerlinien) aller in einem Knotenpunkte zusammentreffenden Stäbe sich in einem Punkte schneiden. Falls alle Stäbe in dem Knotenpunkt endigen, so muß jeder Stab in den Stand gesetzt werden, die in ihm herrschende Kraft sicher in den Knotenpunkt zu übertragen; wenn einzelne Stäbe bzw. Stabteile am Knotenpunkte durch-

laufen, wie vielfach die Gurtstäbe bei geradlinigen Gurtungen, so muß die Mittelkraft der außerdem anschließenden Stabkräfte mit den Stabspannungen der durchlaufenden Stäbe ins Gleichgewicht gesetzt werden.

Neuerdings stößt man alle Teile der Gurtstäbe an derselben Stelle, oder, wie man sagt, man konzentriert die Stöße; dadurch kann man die Stäbe möglichst weit in der Fabrik fertig vernieten und die Nietung auf der Baustelle wesentlich beschränken. Gute Nietung ist aber im Werk viel leichter zu erzielen und viel billiger als auf dem Bauplatz. Die Stöße der Gurtstäbe brauchen nicht in den Knotenpunkten zu liegen; man kann die Konstruktion oft durch Verlegung der Stoßstelle aus dem Knotenpunkt wesentlich vereinfachen. Meistens legt man aber die konzentrierten Stöße in die Knotenpunkte. — Die Bildung der genieteten Knotenpunkte erfolgt mit Hilfe von sog. **Knotenblechen**, in welche die einzelnen Teile der Stäbe ihre Spannungen durch die Niete übertragen. Man verwendet sowohl lotrechte wie wagerechte **Knotenbleche**.

b) Anschluß der Stäbe, bzw. einzelner Stabteile an die Knotenbleche. α) *Die Anzahl der Niete* muß ausreichen, um die im Stabe herrschende Kraft zu übertragen. Die Niete werden auf Abscheren und auf Druck in der Lochleibung beansprucht. Die zulässige Inanspruchnahme k_S auf Abscheren ist für die Quadrateinheit des abzuscherenden Querschnitts geringer als diejenige des gleichen Baustoffs auf Zug oder Druck. Die preußische Brückenverordnung gestattet als Höchstwerte 90% der ohne Rücksicht auf Winddruck in Zusammenstellung auf S. 220 angegebenen Zahlen. Der Lochleibungsdruck k_L, berechnet für die Projektion der gedrückten hinteren Nietfläche, d. h. für $d \cdot \delta$, darf höchstens $= 2 k_S$ sein. Danach ergibt sich folgende Zahlenreihe:

Für Stützweite bis zu

$l =$	20	40	80	120	160 m,
$k_S =$	765	810	855	900	945 kg/qcm,
$k_L =$	1530	1620	1710	1800	1890 kg/qcm.

Es bezeichnet:

d den Nietdurchmesser in Zentimetern,

δ die Stärke des schwächeren der beiden zu verbindenden Teile,

f_{netto} den durch die Niete zu übertragenden Teil des Stabquerschnitts, bei den gezogenen Stäben nach Abzug der Nietlöcher,

n die Anzahl der Nietquerschnitte, welche wegen Abscherens erforderlich sind (bei zweischnittigen Nieten hat man für jedes Niet zwei auf Abscheren wirksame Querschnitte von je $\frac{d^2 \cdot \pi}{4}$ zu rechnen),

n_1 die Anzahl Niete, welche mit Rücksicht auf den Lochleibungsdruck erforderlich sind,

k die zulässige Inanspruchnahme (auf Zug bzw. Druck) im Querschnitt des Stabes,

so muß sein:

$$n \cdot k_S \cdot \frac{d^2 \cdot \pi}{4} \geqq f_{\text{netto}} \cdot k, \qquad n \geqq \frac{k}{k_S} \cdot f_{\text{netto}} \cdot \frac{4}{d^2 \cdot \pi},$$

und mit

$$\frac{k}{k_S} = 1{,}1$$

$$n \geqq \frac{4{,}4 \cdot f_{\text{netto}}}{d^2 \cdot \pi}; \tag{68}$$

ferner, weil $k_L = 2 k_S = 1{,}8\, k$ ist, $\quad n_1 \cdot 1{,}8\, k \cdot d \cdot \delta \geqq f_{\text{netto}} \cdot k,$

$$n_1 \geqq \frac{5}{9} \frac{f_{\text{netto}}}{d \cdot \delta}. \tag{69}$$

Als Nietzahl ist der größere der beiden Werte n, bzw. n_1 zu wählen; man muß auf volle Zahlen aufrunden. Jeder einzelne Teil muß die ihm zugehörige Zahl von

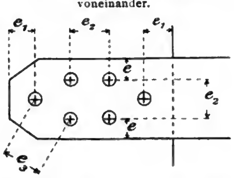
Nieten erhalten. Wenn z. B. der Steg des ⊏-Eisens an ein Knotenblech durch Laschen angeschlossen wird, jeder Flansch durch besondere Lasche, so ist für jeden dieser Teile f_{netto}, n und n_1 besonders zu ermitteln und danach zu konstruieren.

β) *Die Niete* sind so zu setzen, daß die Kraftlinien auch wirklich mit den Mittellinien (Achsen) der Stäbe zusammenfallen, also setze man jederseits der Stabachse die gleiche Nietzahl, auch die Niete womöglich symmetrisch zur Achse.

γ) *Anschluß* durch eine große Zahl hintereinander befindlicher Niete ist fehlerhaft; auf eine gleiche Inanspruchnahme aller Niete kann dann nicht gerechnet werden. Es ist z. B. fehlerhaft, bei einem durch sechs Niete anzuschließenden Winkeleisen alle sechs Niete hintereinander in einen Schenkel zu setzen. Man ordne vielmehr für den normal zur Knotenblechebene stehenden Winkeleisenschenkel ein kurzes Winkeleisenstück an, durch welches man mittels dreier Niete den Querschnitt dieses Schenkels in das Knotenblech überführt. Ähnlich ordne man die Überführung der Flanschen eines ⊏-Eisens in das Knotenblech mittels seitlich angenieteter Winkeleisenstücke an (Abb. 357).

δ) *Befestigung* mittels nur eines Nietes ist nicht zulässig, auch wenn die Berechnung nur ein Niet erfordert; man verwende wenigstens zwei Niete.

Abb. 341. Abstände der Nietmitten voneinander.



ε) *Flacheisendiagonalen* darf man an einem Knotenblech nicht einseitig anschließen; eine aus einem Flacheisen bestehende Diagonale schließt man an ein einteiliges Knotenblech durch zwei aufgelegte Blechlaschen an, an ein zweiteiliges Knotenblech, indem man sie zwischen die beiden Knotenbleche reichen läßt. Die aus zwei Flacheisen bestehende Diagonale nimmt das Knotenblech zwischen sich.

ζ) *Abstände der Nietmitten voneinander* und von den Rändern der Flacheisen und Knotenbleche. Mit den Bezeichnungen der Abb. 341 kann man setzen:

Abstand der Mitte des äußersten Nietes vom Rande des Stabes, gemessen in der Richtung der Stabachse . . . . $e_1 = 2\,d$ bis $2{,}5\,d$

Abstand der Mitte des äußersten Nietes vom Rande des Stabes, gemessen in der Richtung senkrecht zur Stabachse . . . $e = 2\,d$ bis $2{,}5\,d$

Abstand der Nietmitten voneinander, sowohl in der Richtung der Stabachse wie in der Richtung senkrecht zur Stabachse . . $e_2 \geqq 3\,d$

Abstand der in den Reihen gegeneinander versetzten Niete, schräg gemessen . . . . $e_3 \geqq 3\,d$.

η) *Wenn mehrere Wandglieder* (Pfosten und Diagonale oder zwei Diagonalen) an einem Knotenblech befestigt werden, so muß dieses mit der Gurtung durch so viele Niete verbunden werden, daß die größtmögliche Mittelkraft der beiden Stabspannungen aus dem Knotenblech in die Gurtung geleitet werden kann. Wenn an dieser Stelle ein Stoß liegt, so müssen diese Niete außer den Stoßnieten vorhanden sein.

Wenn eine Blechtafel (Teil eines Gurtstabes) in einem Knotenpunkte aufhört, so verlängere man sie über den theoretischen Knotenpunkt (Schnittpunkt der Achsen) hinaus so weit, daß so viele Niete angebracht werden können, wie zur Überführung des Querschnitts f_{netto} der Blechplatte erforderlich sind (vgl. Formel 68, 69).

§ 41. Die Stöße der Gurtstäbe.

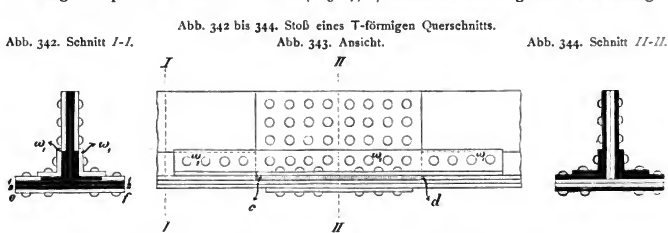
a) Die Gesamtheit der Stoßbleche und Stoßwinkel muß wenigstens dieselbe Querschnittsfläche aufweisen wie die zu stoßenden Teile; es muß aber auch jeder einzelne

Teil durch eine Lasche von gleicher Querschnittsfläche wie der zu stoßende Teil gestoßen und mit der erforderlichen Zahl von Nieten zur Überleitung der Spannung versehen werden; die Zahl der Niete bestimmt sich, wie in § 40 angegeben ist.

b) **Winkeleisen** werden durch aufgelegte Winkel von gleichem Kaliber oder gleicher Querschnittsfläche wie die zu stoßenden Winkeleisen ersetzt; oftmals, besonders in der unteren Gurtung, empfiehlt sich, als Stoßwinkel ein Kaliber von geringerer Schenkelbreite, aber größerer Stärke zu wählen, als das zu stoßende Winkeleisen aufweist; auch die sog. Vorprofile oder Vorkaliber (s. § 27, d) finden zweckmäßig hier Verwendung.

Abb. 342 bis 344. Stoß eines T-förmigen Querschnitts.

Abb. 342. Schnitt *I-I*. Abb. 343. Ansicht. Abb. 344. Schnitt *II-II*.



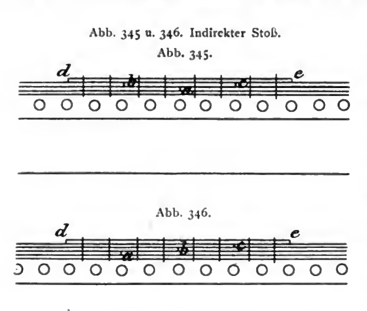
⊏-Eisen und Winkeleisen kann man auch durch lotrechte Bleche im Steg, bzw. in den lotrechten Winkeleisenschenkeln stoßen und durch wagerechte Bleche in den Flanschen, bzw. wagerechten Winkeleisenschenkeln. Auch hier sind die Nietzahlen für die einzelnen Teile sorgfältig (nach Formel 68, 69) zu bestimmen.

c) **Stehbleche** stößt man durch beiderseits aufgelegte Laschen von der ganzen Breite des Stehblechs, wobei als Stoßbleche auch die Knotenbleche Verwendung finden. Bei T-förmigen Querschnitten nach Abb. 325 können dann die Gurtungswinkeleisen nur bis vor die Stoßbleche laufen, woselbst sie aufhören, oder, wie man sagt, sich totlaufen (Abb. 343). Der in den Winkeleisen herrschende Teil der Spannung wird dann durch besondere, aufgelegte Stoßwinkeleisen (ω_1 in Abb. 343) von einer Seite auf die andere übertragen. Der schraffierte, frei bleibende Raum *cd* muß durch ein Futterblech ausgefüllt werden, das man als Stoßplatte für die darunter liegende Blechtafel verwenden kann.

Abb. 345 u. 346. Indirekter Stoß.

Abb. 345.

Abb. 346.



d) **Indirekter Stoß**, d. h. ein Stoß, bei welchem zwischen dem zu stoßenden Bleche und dem Stoßblech ein Blech liegt oder mehrere Bleche sich befinden, ist möglichst zu vermeiden. Ist ein solcher Stoß unvermeidlich, so stoße man so, als ob außer in *a* noch in *b* und *c* Stöße wären (Abb. 345).

Nach Müller-Breslau kann man auch bei mehreren Deckplatten in der durch Abb. 346 angegebenen Weise stoßen: *a*, *b*, *c* sind die Stöße der Deckplatten, *d e* ist die Stoßplatte.

§ 42. Beispiele für die Bildung der Knotenpunkte. In den Abb. 347 bis 362 ist an einer Anzahl von Knotenpunkten gezeigt, wie man die vorstehenden Regeln anwenden kann.

Abb. 347 bis 349: Oberer Gurtungsknotenpunkt eines Parabelträgers mit gerader oberer, gekrümmter unterer Gurtung. Die Querträger sind auf den Trägern in den Knotenpunkten gelagert, mit ihnen vernietet und durch trapezförmige lotrechte, vor Kopf angeordnete Bleche gegen seitliches Kanten gesichert. Der Knotenpunkt ist in Ansicht, Grund-

Abb. 347 bis 349. Oberer Gurtungsknotenpunkt eines Parabelträgers (Fulda-Brücke bei Malsfeld, 28 m Stützweite). M. 1 : 20.

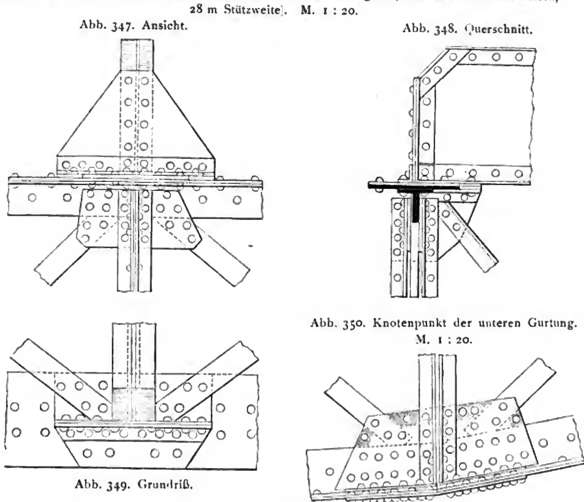


Abb. 347. Ansicht.

Abb. 348. Querschnitt.

Abb. 349. Grundriß.

Abb. 350. Knotenpunkt der unteren Gurtung. M. 1 : 20.

riß und Querschnitt gezeichnet, nur die Deckplatte ist im Beispiel im Knotenpunkte gestoßen. Es wäre aber leicht gewesen, auch die Winkeleisen hier zu stoßen. Bei dem nur in Ansicht gezeichneten Knotenpunkt der unteren Gurtung (Abb. 350) desselben Trägers sind alle Querschnittsteile gestoßen; die lotrechten Winkeleisenschenkel werden durch die darauf gelegten Knotenbleche gestoßen; die (schraffiert angedeuteten) Randfutterbleche verhindern den Eintritt des Wassers zwischen die Knotenbleche.

Abb. 351 bis 353: Oberer Knotenpunkt des Iserviadukts. Querträger an oberer Gurtung; Querschnitt nach Abb. 329 aus zwei ⊏-Eisen, Deckplatte und nach Bedarf auf die ⊏-Eisenstege gelegten lotrechten Blechen gebildet. Alle Teile sind im Knotenpunkt gestoßen: die ⊏-Eisenstege durch die hinterlegten Knotenbleche. Der Stoß ist nach außen noch bei jedem ⊏-Eisen durch ein zweites Blech gedeckt. Die Flanschen der ⊏-Eisen sind durch besondere Bleche, die Deckplatte ist durch ein aufgelegtes Blech gedeckt, welches auch als Windknotenblech dient. Das lotrechte Blech des Querträgers ist an der Anschlußstelle so ausgeschnitten, daß die Flanschen des ⊏-Eisens

Abb. 351 bis 353. Iserviadukt. Knotenpunkt der oberen Gurtung. M. 1 : 25.

Abb. 351. Ansicht. Abb. 352. Querschnitt.

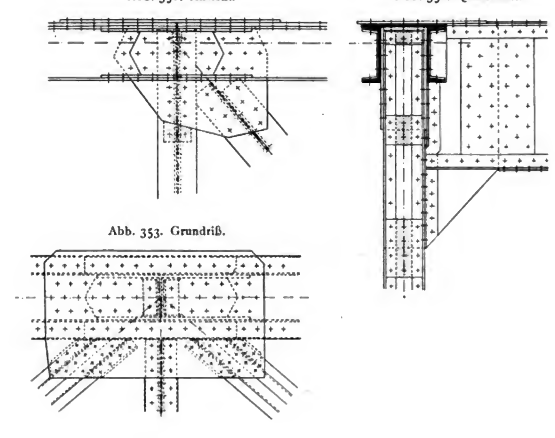


Abb. 353. Grundriß.

Abb. 354 bis 356. Iserviadukt. Knotenpunkt der unteren Gurtung. M. 1 : 25.

Abb. 354. Ansicht. Abb. 355. Querschnitt.

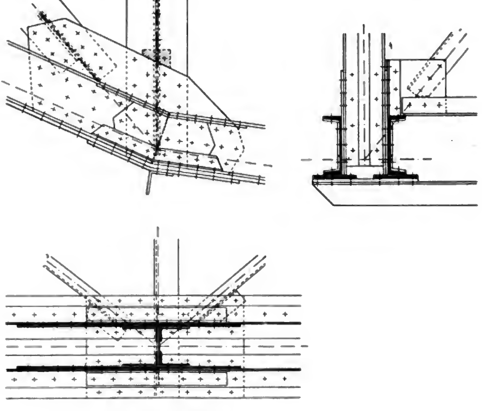


Abb. 356. Grundriß.

Abb. 357 bis 360. Unterer Knotenpunkt der Weschnitzbrücke. M. 1 : 30.

Abb. 357. Längsschnitt. Abb. 358. Querschnitt.

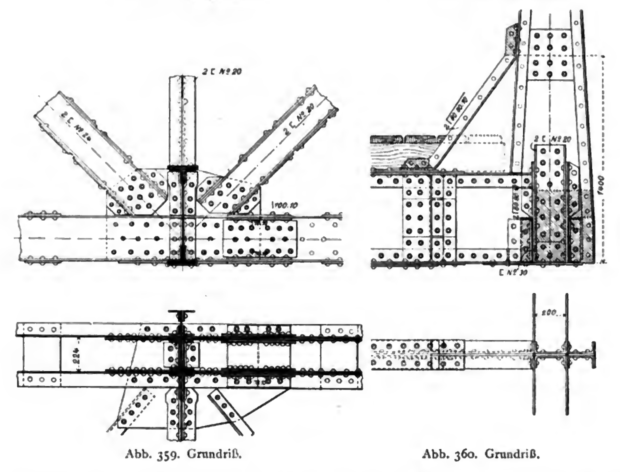


Abb. 359. Grundriß. Abb. 360. Grundriß.

durchlaufen können; dieses Blech ist z. T., soweit es das Knotenblech gestattet, zwischen die Pfostenwinkeleisen geführt und so geformt, daß es für eine wirkungsvolle Versteifung Gewähr leistet. Der Knotenpunkt ist in Ansicht, Grundriß und Querschnitt vorgeführt.

Abb. 361 u. 362. Auflagerknotenpunkt der Brücke über die Weschnitz. M. 1 : 30.

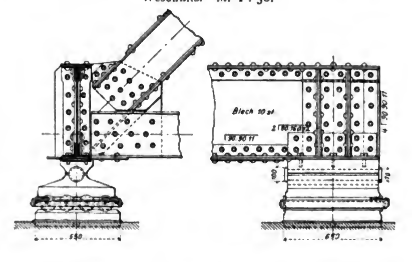


Abb. 354 bis 356: Ein unterer Gurtungsknotenpunkt von derselben Brücke. Die untere Gurtung ist vieleckig, demnach sind die ⊏-Eisen in jedem Knotenpunkt gestoßen.

Ein weiteres gutes Beispiel führen die Abb. 357 bis 360 vor, einen unteren Gurtungsknotenpunkt der Brücke über die Weschnitz; es ist besonders die Verbindung des Querträgers mit den Pfosten beachtenswert.

Abb. 361 u. 362 zeigt den Auflagerknotenpunkt derselben Brücke, deren Endhöhe Null ist. Bei solchen Knotenpunkten ist besonders darauf zu achten, daß die Achsen des Ober- und Untergurtstabes sich auf der Lotrechten der Auflagermitte schneiden.

§ 43. Die Lager der Balkenträger. Die Lager sind Konstruktionsteile, welche zwischen die Träger und die stützenden Pfeiler gebracht werden.

a) Zweck und Arten der Lager. Die Lager sollen den Auflagerdruck auf eine genügend große Fläche verteilen, entsprechend der zulässigen Druckinanspruchnahme der Auflagersteine, sie sollen die Angriffspunkte der Auflagerkräfte festlegen, eine Bewegung des Trägerendes gegen das Mauerwerk und kleine Verbesserungen in der Höhenlage der Überbauten ermöglichen.

Man unterscheidet: Feste Lager und bewegliche Lager, je nachdem die Lager eine Verschiebung des Trägerendes gegen den Pfeiler gestatten oder nicht; ferner:

Kipplager und Flächenlager. Bei den Kipplagern kann sich bei einer Durchbiegung des Trägers das Trägerende entsprechend dieser Durchbiegung schief stellen: bei den Flächenlagern, die man eigentlich Ebenenlager nennen sollte, findet Auflagerung des Trägerendes in einer Ebene statt. Bei der Belastung des Trägers werden die vorderen Teile des Flächenlagers viel stärker belastet als die hinteren, welche sich sogar abheben können. Dadurch verlegt sich der Auflagerdruck in ungünstiger Weise nach der Vorderkante des Pfeilers. Flächenlager soll man, wenn überhaupt, nur für kleine Trägerweiten verwenden. Kipplager sind weitaus vorzuziehen.

Die Kipplager sind:

Zapfenkipplager: Berührung findet in einem Zapfen statt;

Tangentialkipplager: Berührung findet in der Tangentialebene einer Zylinderfläche oder in zwei Zylinderflächen von verschieden großen Halbmessern statt.

Die beweglichen Lager sind:

Gleitlager: bei der Bewegung des beweglichen Teiles gegen den festen wird die gleitende Reibung überwunden;

Walzenlager, Rollenlager: bei der Bewegung wird die rollende Reibung überwunden.

Das Material der Lager ist für die fest auf dem Mauerwerk liegenden Lagerplatten gewöhnlich Gußeisen, auch andere Teile werden bei kleinen Stützweiten noch vielfach aus Gußeisen hergestellt. Größere Brücken erhalten Lager aus Stahl.

b) Verschiebung des Trägerendes. Bei Temperaturänderungen vergrößert, bzw. verkleinert sich die Trägerlänge. Bei der Stützweite $= l$, dem Wärmeausdehnungskoeffizienten des Eisens $= \alpha$ ändert sich die Trägerlänge bei Temperaturzunahme um $\pm t^0$ C:

$$\Delta_t = \pm \alpha \cdot t \cdot l \cdot \qquad (70)$$

Für Fluß- und Schweißeisen ist $\alpha = 0{,}0000118$; als Grenzen der Wärmeschwankung kann man bei uns $+ 45^0$ C und $- 25^0$ C einführen (vgl. die preußische Brückenverordnung). Nimmt man die mittlere (Aufstellungstemperatur) zu 10^0 C an, so wäre $\pm 35^0$ C einzusetzen, um die Abweichungen der Trägerlänge gegen die mittlere zu erhalten. Der gesammte Weg des Trägerendes würde demnach

$$\Delta_t = 0{,}0000118 \cdot 70 \cdot l = 0{,}00082\, l.$$

Man erhält also für ein laufendes Meter Trägerlänge etwa $\frac{4}{5}$ mm Weg. Auch durch die Belastung findet eine Änderung der Trägerlänge statt, welche bei geradlinigem Ober- und gekrümmten Untergurt negativ, bei geradlinigem Unter- und gekrümmten Obergurt positiv ist. Wegen Ermittelung der Größe dieser Änderung wird auf den Brückenbau von HAESELER verwiesen, wo für dieselbe die Formel aufgestellt wird:

$$\Delta_t = \frac{1}{3}\left(\frac{p}{g+p}\right)\frac{k}{E}\, l \cdot \qquad (71)$$

(Die Bezeichnungen sind die in diesem Kapitel stets angewendeten.) Es ist:

$$\beta = 1{,}25, \qquad k = 800 \text{ kg/qcm}, \qquad E = 2\,000\,000 \text{ kg/qcm}.$$

Für $l =$ 10 20 40 60 80 100 m

$\frac{p}{g+p} =$ 0,85 0,78 0,70 0,65 0,59 0,52 m.

Man erhält als Mittelwert der größten Verschiebung gegen die mittlere Lage

$$\Delta_m = \left(\frac{0{,}41 + 0{,}21}{1000}\right) l = \frac{0{,}62\, l}{1000}.$$

Größter Unterschied von größter Wärme bei belasteter Brücke gegen größte Kälte bei unbelasteter Brücke (gerader Untergurt, gekrümmter Obergurt) ist:

$$\Delta = \left(\frac{0{,}82 + 0{,}21}{1000}\right) l. \tag{72}$$

Sei $l = 60$ m, so würde die ganze Verschiebung des Trägerendes nach Gleichung 72 höchstens betragen:

$$\Delta = \frac{60}{1000} \cdot (0{,}82 + 0{,}21) = 0{,}060 \text{ m} = 60 \text{ mm}.$$

Im allgemeinen kann man angenähert den Weg des beweglichen Trägerendes zu 1 mm für jedes Meter Trägerlänge annehmen.

c) Reibungswiderstand am beweglichen Auflager. Die Bewegung des beweglichen Auflagers findet erst statt, wenn die verschiebende Kraft größer ist, als der Reibungswiderstand. Beim Gleitlager ist der Reibungskoeffizient für Eisen auf Eisen $f = 0{,}25$ einzusetzen mit Rücksicht auf die unvermeidliche Verunreinigung durch Staub und Schmutz. Dann ist der Widerstand

$$W = f \cdot (g + p) \cdot \frac{l}{2} = \frac{(g+p)}{8}\, l.$$

Man hat Interesse daran, diese bei großen Brücken recht bedeutende Kraft, die ungünstig auf die Pfeiler wirkt, herabzumindern. Das geschieht durch die Walzenlager. Die Walzen rollen zwischen zwei Platten, so daß der Widerstand ist

$$W_1 = 2\,\vartheta \cdot A, \tag{73}$$

in welcher Formel A den Auflagerdruck des betreffenden Auflagers, ϑ den Koeffizienten der rollenden Reibung bedeutet. Bei einem Walzendurchmesser $= d_{cm}$ ist:

$$\vartheta = \frac{0{,}1}{d_{cm}}.$$

Man erhält für

$d =$	10 cm	15 cm	20 cm	25 cm	30 cm
$W_1 =$	0,02 A	0,013 A	0,01 A	0,008 A	0,0067 A.

Man kann meistens setzen:

$$A = \frac{(g+p)\, l}{2}.$$

d) Die Kipplager. Die Tangentialkipplager bestehen in einfachster Form bei kleinen Brücken (bis etwa 12 m Stützweite) aus einer gußeisernen Unterplatte, der Schuhplatte (Abb. 363), und einer unter die Trägergurtung genieteten Blechplatte. Die Unterplatte hat oben eine schwach gewölbte Zylinderfläche, einseitig oder beiderseitig erhöhten Vorsprung, welcher seitliche Verschiebung, normal zur Richtung der Trägerachse, verhindern soll; sie wird mit dem Auflagerstein durch zwei (oder drei) Steindübel verbunden, welche 15 cm lang, 2 cm stark sind und in einem 30 mm weiten

Loch mit Blei, bzw. Zement oder Eisenkitt vergossen werden. Zwischen die Unterplatte und den Auflagerstein kommt eine Zementschicht von 10 mm Stärke oder ein Bleiblech, 3 bis 4 mm stark.

Man hat statt der Steindübel auch an der Unterseite der Unterplatte Querrippen angeordnet, um eine Verschiebung der Platte gegen den Auflagerstein zu verhindern; die Rippen greifen in entsprechende Vertiefungen des Auflagersteines. Nennt man die Dicke der Unterplatte in der Mitte δ, so kann man annehmen: Höhe der Rippe 0,8 δ; mittlere Dicke der Rippe 0,6 δ.

Abb. 363. Tangentialkipplager. M. 1 : 20.

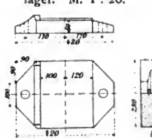
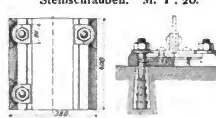


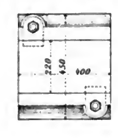
Abb. 364. Verbindung der Auflagerplatten mit dem Auflagerstein durch Steinschrauben. M. 1 : 20.



Bei kleinen Brücken verbindet man zweckmäßig die Schuhplatten mit dem Auflagerstein durch Steinschrauben (statt der Steindübel) (Abb. 364); hier sind wegen des geringen Eigengewichts die Erschütterungen beim Überfahren der Züge groß: die Schrauben pressen die Platte gegen das Mauerwerk und mäßigen das Schlagen derselben. Einlassen der ganzen Grundplatte in den Auflagerstein ist nicht empfehlenswert; man lasse vielmehr den Auflagerstein über das Pfeilermauerwerk herausragen, um die Lager vor Feuchtigkeit und Schmutz zu schützen.

Das beschriebene Lager der Abb. 363 kann sowohl als bewegliches, wie als festes verwendet werden; falls es beweglich ist, muß das Gleiten möglichst erleichtert werden; deshalb sind hier Schuhplatte und obere Platte in ihren Berührungsflächen sauber abzuhobeln. — Soll das Lager fest sein, so bringt man an irgend einer Stelle ein Bewegungshindernis an; vielfach hat man die untere Trägergurtung bzw. die unter diese genietete Blechplatte mit Aussparungen versehen, in welche Nasen eingreifen, die an der Schuhplatte an entsprechenden Stellen angegossen sind (Abb. 366).

Abb. 365 u. 366. Flächenlager. M. 1 : 20.
Abb. 365. Bewegliches Lager. Abb. 366. Festes Lager.



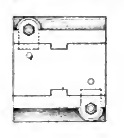
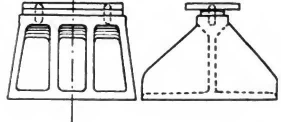


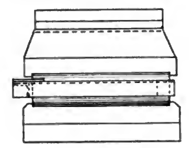
Abb. 367 u. 368. Gerbersches festes Tangentialkipplager. M. 1 : 20.

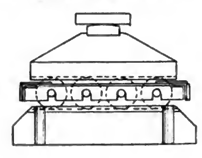


Sehr einfach und wirkungsvoll sind die von der Brückenbauanstalt Gustavsburg angewendeten sog. Coupillen (Abb. 367 u. 368), zylindrische Eisenkörper von 80 mm Länge, welche mit ihrem 60 mm langen zylindrischen Teile in die Schuhplatte eingelassen werden, mit dem oberen, evolventenartig geformten Teil in ein zylindrisches Loch des Trägerendes eingreifen. Die Coupillen verhindern eine Längenverschiebung des Trägerendes, nicht aber ein Schiefstellen desselben, wie es bei Belastung des Trägers eintritt. Die Coupillen müssen natürlich in der Berührungslinie der Zylinderfläche mit dem Träger angeordnet werden. — Die unter das Trägerende genietete Blechplatte kann kurz sein (12 bis 15 cm lang), sie ist 15 bis 25 mm stark. — Die Abb. 268 u. 269 sowie 280 u. 281 zeigen ebenfalls Kipplager für kleine Brücken.

Tangentialkipplager für größere Brücken bestehen grundsätzlich aus denselben Teilen, wie die vorstehend besprochenen für kleine Brücken: die Schuhplatte wird, um gute Druckübertragung auf eine größere Fläche des Auflagersteines zu erzielen, höher gemacht als bei jenen, und oben wird, wegen des großen Druckes, eine besondere Stützplatte aus Stahl mit zylindrisch gewölbter Oberfläche eingesetzt. Auch die obere am Trägerende befestigte Platte wird aus Stahl hergestellt. Abb. 367 bis 370 zeigen solche Auflager.

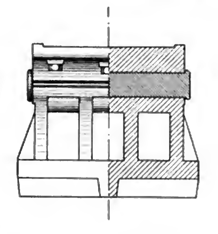
Abb. 369 u. 370. GERBERsches bewegliches Tangentialkipplager. M. 1 : 20.

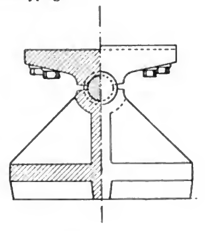




Die Zapfenkipplager (Abb. 371 u. 372) bestehen aus dem unteren Teil oder dem sog. Lagerstuhl, dem oberen Teil oder der Kipp-Platte, welche am Trägerende befestigt wird, und dem zwischen beiden angeordneten Kippbolzen, um welchen das Kippen erfolgt. Die beiden erstgenannten Teile werden mit entsprechender Sprengfuge zunächst in einem Stück gegossen, dann kann das Loch für den Kippbolzen leicht sauber ausgebohrt werden. Der Kippbolzen selbst wird abgedreht, so daß er genau

Abb. 371 u. 372. Zapfenkipplager.





in das Loch paßt, und nach Trennung der beiden Lagerteile eingelegt. — Den Lagerstuhl für größere Balkenbrücken braucht man nicht durch Steinschrauben mit dem Auflagerstein zu verbinden, der durch deren Anbringung leicht beschädigt wird. Gut ist auch hier eine angegossene Rippe an der Unterseite, welche in eine entsprechend ausgearbeitete Rinne des Auflagerquaders greift. Vergießen mit Zementschicht, 10 bis 13 mm stark.

e) **Die Rollen- oder Walzenlager** entstehen aus den bisher betrachteten Lagern dadurch, daß man zwischen den Lagerstuhl und den Auflagerstein einen Rollen- oder Walzenwagen einschaltet. Ein Walzenlager besteht demnach, von unten nach oben, aus:

der Grundplatte, auf dem Auflagerquader,
der Rollvorrichtung oder dem Walzenwagen, den Walzen oder Rollen mit Rahmen,

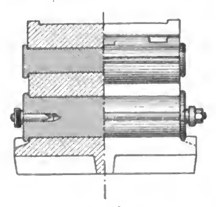
der Rollplatte, das ist der auf dem Walzenwagen sich bewegende untere Teil des Kipplagers,
dem Kippbolzen und
der Kipp-Platte.

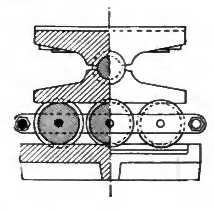
Die drei letztgenannten Teile sind in der Hauptsache wie bei dem festen Zapfenkipplager (siehe unter d).

Die Grundplatte ist aus einem starken Gußstück zu bilden; die früher vielfach übliche Zerlegung derselben in zwei schwächere Teile ist kostspielig und überflüssig. Befestigung durch Steinschrauben ist nicht erforderlich. Die Lauffläche ist sorgfältig abzuhobeln.

Die Rollvorrichtung oder der Walzenwagen. Es werden entweder Walzen bzw. Rollen mit vollem Kreisquerschnitt oder sog. Flachwalzen (Stelzen, Pendel) verwendet. Die letzteren bestehen aus dem mittleren Teil der Rolle, von dem die beiden seitlichen Zylinderabschnitte fortgeschnitten sind, die doch nicht zur Abwicklung gelangen. Die Flachwalzen gestatten selbst bei großem Durchmesser d des sich abwickelnden Zylinders, eine größere Zahl von Stützpunkten der Kipp-Platte anzuordnen; sie müssen sorgfältig gegen Umfallen gesichert werden und bilden wegen der Gefahr des Umfallens eine stete Sorge bei der Unterhaltung der Brücke. Wenn irgend möglich, verwende man volle Walzen, keine Flachwalzen.

Abb. 373 u. 374. Rollenlager. M. 1 : 15.





Die Walzen werden an beiden Stirnen mit Zapfen von 20 bis 30 mm Durchmesser versehen, mittels deren sie in Leitschienen geführt werden, die am Kopf der Walzen angebracht sind (Abb. 373 u. 374). Die Zapfen werden eingesetzt und reichen 50 bis 60 mm weit in die Walzen. Die Leitschienen (Abb. 373 u. 361) sind hochkant gestellte Flacheisen, 10 mm stark, 60 bis 80 mm hoch, oder Winkeleisen (70 · 70 · 10), in deren lotrechten Schenkeln die Rollenzapfen laufen (s. Abb. 370). Die Rollenzapfen sollen nicht außen mit Gewinde und Mutter versehen werden, weil sonst die Muttern angezogen werden und so die Beweglichkeit des Lagers vermindert wird; aus demselben Grunde sollen die Zapfen auch nicht als Stiftschrauben mit äußerem Kopf hergestellt werden, die durch die Leitschienen hindurch in die Walzen eingeschraubt werden. Ein Berühren der Leitschienen mit den Stirnflächen der Rollen soll durch eingelegte Ringplättchen oder Bünde an den Zapfen verhindert werden. Die beiden Leitschienen werden außerhalb der Rollen durch zwei 20 bis 30 mm starke Rundeisen miteinander verbunden, auch wohl durch Winkeleisen (70 · 70 · 8) (vgl. Abb. 361, 370, 374).

Seitliche Verschiebung der Rollen gegen die Grundplatte, wie gegen die auf den Walzen liegende Rollplatte muß durch die Konstruktion verhindert werden. Man bringt

zu diesem Zweck beiderseits an den Walzenenden Bünde an (s. Abb. 373), 10 bis 15 mm hoch, 20 bis 25 mm breit, welche die Grundplatte und die Rollplatte seitlich umfassen. Diese Bünde als Rippen an der Grundplatte bzw. Rollplatte anzubringen, wie das vielfach ausgeführt ist, empfiehlt sich nicht: man erhält dabei zwischen den Walzen auf der Grundplatte fast unzugängliche, sehr schwer zu reinigende Wassersäcke.

Die ganze Rollvorrichtung soll überhaupt möglichst hoch gelegt werden, damit sie zugänglich, leicht zu reinigen und den von der Pfeileroberfläche abprallenden Regentropfen und Schmutzteilchen möglichst entzogen ist. Ein hoher Gußkörper als Grundplatte, wie sie GERBER bereits vor vielen Jahren ausgeführt hat (z. B. bei der Lechbrücke bei Kaufering), ist deshalb sehr zu empfehlen (s. Abb. 368 u. 370). — Für die Lagerkonstruktionen sind die im Zentralbl. der Bauverwalt. 1894, S. 495, und 1903, S. 302, veröffentlichten Vorschriften der preußischen Staatsbahnen vorstehend benutzt. Falls Flachwalzen verwendet werden, müssen jederseits der Rollen zwei Leitschienen angebracht werden, welche ein verschiedenes Einstellen der einzelnen Flachwalzen verhindern; auch ist hier gegen Umfallen der Walzen Vorsorge zu treffen.

Bei größeren Brücken wird besondere Roll- und Kippvorrichtung erforderlich (s. Abb. 361, 370, 374); bei Brücken mittlerer Spannweite kann man beide miteinander vereinigen, indem man nur eine Rolle anwendet, oder indem man die Rollplatte, welche oben den Kippbolzen trägt, als Teil einer Walze ausbildet, welche dieselbe Drehachse hat, wie der Kippbolzen.

f) Die Abmessungen der Lager. Die Grundplatte bzw. Lagerplatte bei kleinen Brücken muß so große Auflagerfläche erhalten, daß der Druck auf die Flächeneinheit des Auflagersteines die zulässige Grenze nicht überschreitet. Man kann annehmen für:

Ziegelmauerwerk in Zementmörtel . . . . $k = 10$ kg/qcm,
Klinkermauerwerk in Zementmörtel und Sandsteinquader mittlerer Güte $k = 15$ kg/qcm,
Quader aus Kalkstein und Sandstein bester Güte . . . . $k = 25$ kg/qcm,
Quader aus Granit . . . . $k = 50$ kg/qcm,
Quader aus Basalt . . . . $k = 75$ kg/qcm.

Wenn der größte Auflagerdruck A kg beträgt, b die Breite, l_1 die Länge der Grundplatte ist, so ist $k \cdot b \cdot l_1 = A$.

$$l_1 = \frac{A}{k \cdot b}. \qquad (74)$$

b wird bei kleinen Brücken (Blechbrücken usw.) etwa gleich $1{,}5\,\beta$ angenommen, wo β die Breite der unteren Gurtung bedeutet. Man wähle l_1 nicht zu lang. WINKLER gibt die Formel

$$l_1 = 0{,}35_m + 0{,}008\,l_m \quad (l_m = \text{Stützweite}).$$

Innerhalb der Stützweiten bis 10 m genügt in der Regel

$$l_1 = 25 \text{ bis } 33 \text{ cm} \qquad b = 33 \text{ bis } 50 \text{ cm}.$$

Man nehme l_1 und b danach an und berechne, ob die Druckbeanspruchung des Auflagersteins nicht zu groß wird. — Die Stärke der gußeisernen Grundplatte kann man nach der Formel berechnen:

$$\delta_{cm} = 0{,}5\,l_m + 2{,}5 \text{ cm}. \qquad (75)$$

Bei großen Brücken berechne man die Platte als Balken, der durch den vom Auflagerstein ausgeübten, gleichmäßig verteilten Auflagerdruck von unten, durch den von dem Träger von oben ausgeübten Auflagerdruck in der Mitte belastet wird. Dabei darf für Gußeisen die Beanspruchung auf Zug nicht $>$ als 250 kg/qcm, bei Stahl nicht $>$ als 1000 kg/qcm sein. Die Druckbeanspruchungen dürfen im Gußeisen bis 500 kg/qcm, im Stahl bis 1000 kg/qcm betragen. Die für die Mitte berechnete Stärke lasse man nach

den Enden zu auf 3 bis 5 cm nach einer geraden Linie abnehmen. Wenn die Mittenhöhe sehr groß wird, so ordne man eine schwächere Grundplatte (6 bis 7 cm stark) und eine Anzahl lotrechter Rippen an (vgl. Abb. 367 u. 371). Bezeichnet h die Höhe, b die Breite, l_1 die Länge des Lagerstuhls, z die Anzahl der Rippen, δ^1 die Dicke der Rippen, so kann man nach MÜLLER-Breslau setzen[33]:

$$0{,}22 \cdot z \cdot \delta^1 \cdot h^2 \cdot k = \frac{A \cdot l_1}{8} \qquad (A \text{ in t}),$$

$$k = 0{,}5 \text{ für Gußeisen}, \quad k = 1{,}0 \text{ für Stahlguß}.$$

Kippbolzen. Der Halbmesser des Kippbolzens sei r, die Länge sei b, so kann man setzen, bei gußeiserner Kipp-Platte:

$$r_{cm} = \frac{4}{3} \cdot \frac{A_t}{b_{cm}}, \tag{76}$$

falls Bolzen und Kipp-Platte aus Stahl sind:

$$r_{cm} = \frac{2}{3} \cdot \frac{A_t}{b_{cm}}. \tag{77}$$

HÄSELER gibt die Formel:

$$r_{cm} = 3 \text{ cm} + \frac{A_{kg}}{600 \cdot b_{cm} \cdot \sin \varphi}$$

für Gußeisen-Kipp-Platte. φ ist der halbe Zentriwinkel, welcher der Berührungsfläche zwischen Kipp-Platte und Kippbolzen entspricht.

Die Kipp-Platte (Abb. 372 u. 374) wird als Freiträger berechnet, der durch den gleichmäßig verteilten Auflagerdruck A belastet und in der Mitte unterstützt ist. Man erhält als erforderliche Mittenstärke δ bei gußeiserner Kipp-Platte von der Breite b, der Länge λ:

$$\delta = \sqrt{3 D_t \cdot \frac{\lambda}{b}}. \tag{78}$$

Diese Stärke nimmt von der Mitte nach den Enden auf 4 bis 6 cm geradlinig ab. Falls sich δ sehr stark ergibt, ordnet man eine schwächere Platte und lotrechte Rippen an, wie bei der Grundplatte.

Tangentialkipplager. Der Krümmungshalbmesser der oberen Zylinderfläche sei r, so kann gesetzt werden (für Gußeisen und Stahl):

$$r = \frac{11 \cdot A_t^2}{b_{cm}^2}. \tag{79}$$

WEYRAUCH hat die Formel aufgestellt:

$$\left.\begin{array}{ll} \text{für Gußeisen:} & r \cdot b = 45\,A \text{ bis } 20\,A, \\ \text{für Stahl:} & r \cdot b = 44\,A \text{ bis } 17\,A, \end{array}\right\} \tag{80}$$

im Mittel ist also für Gußeisen und Stahl: $r \cdot b = 30\,A$,

r und b in Zentimetern, A in Tonnen.

Rollenvorrichtung. Zahl der Rollen sei n, Länge und Halbmesser der Rollen seien b und r, so kann man setzen, für gußeiserne Rollen:

$$n \cdot r \cdot b = 45\,A_t \text{ bis } 20\,A_t, \text{ im Mittel} = 33\,A_t,$$

für Stahlrollen:

$$n \cdot r \cdot b = 44\,A_t \text{ bis } 17\,A_t, \text{ im Mittel} = 30\,A_t.$$

Man nehme r an, so ergibt sich aus A und b die Zahl der Rollen. Sei $A = 100$ t, $b = 50$ cm, $r = 12$ cm, so ist für gußeiserne Rollen:

---

[33]) »Hütte«, 18. Aufl., II. Teil, S. 342.

obere Grenze: $n \cdot 12 \cdot 50 = 45 \cdot 100$, $n = 7{,}5$ Rollen,
untere Grenze: $n \cdot 12 \cdot 50 = 20 \cdot 100$, $n = 3{,}3$ Rollen.

Man wird also im Mittel 5 bis 6 Rollen wählen.

Falls man nur eine Rolle verwendet von der Länge b, dem Elastizitätskoeffizienten E in t/qcm, dem Halbmesser r in cm, so ist die auf 1 cm Rollenlänge entfallende Last $P = \frac{A_t}{b_{cm}}$, und man kann die größte Inanspruchnahme σ_{max} (in Tonnen f. d. qcm) berechnen aus:

$$\sigma_{max} = \sqrt{\frac{A_t \cdot E}{b_{cm} \cdot r_{cm}}} \cdot ^{34)} \qquad (81)$$

Als zulässig kann ein sehr hohes σ eingeführt werden; bei bestem Stahlguß 6 bis 7 t/qcm.

Sei $A = 100$ t, $b = 50$ cm, $E = 2000$ t, $\frac{A}{b} = 2$ t, $\sigma = 6$ t/qcm, so erhält man:

$$6 = 0{,}42 \sqrt{\frac{2 \cdot 2000}{r}}, \quad \text{woraus folgt:} \quad r = \frac{4000}{36} \cdot 0{,}18 = 20 \text{ cm.}$$

§ 44. Die Querversteifung und der Windverband. Querversteifungen sind in gewissen Abständen (1,8 bis 4,0 m) angeordnete steife Rahmen, welche in lotrechten Ebenen liegen, die Einzelträger des Überbaus miteinander verbinden und so den Überbau zu einer gegen wagerechte Kräfte standfesten Konstruktion machen sollen. Eine wirksame Querversteifung muß eine obere und untere Gurtung (oberer und unterer Querriegel genannt), sowie Diagonalen enthalten, welche das aus den Hauptträgerpfosten und den Riegeln gebildete Rechteck des Brückenquerschnitts zu einer unverschieblichen Figur machen. Bei oben liegender Fahrbahn ist ausgiebige Querversteifung möglich (Abb. 252); die Diagonalen sind einander kreuzende Flacheisen (Zugdiagonalen) oder, besser widerstandsfähig gegen Druck, je ein bzw. zwei Winkeleisen. Besser ist die Anordnung sogenannter Böcke (Abb. 276 u. 280), bei welcher jede Diagonale druckwiderstandsfähig sein muß und aus einem oder zwei Winkeleisen besteht.

Bei niedrigen Trägern verwendet man wohl als Querversteifung volle Blechwand, die oben und unten mit Winkeleisen gesäumt ist (Abb. 375), auch Gitterstäbe zwischen den Gurtungen solcher Querriegel können verwendet werden (Abb. 376).

Abb. 375. Volle Blechwand als Querversteifung.

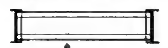


Abb. 376. Gitterwerk als Querversteifung.

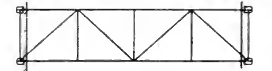


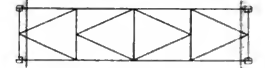
Die Querversteifungen werden bei Fachwerksträgern an die Pfosten gelegt; die Pfosten der Hauptträger dienen dann zugleich als Pfosten der Querversteifung. Bei den Blechträgern muß man an den Querschnitten mit Querversteifungen auf die Blechwand jeden Hauptträgers wenigstens zwei lotrechte Winkeleisen aufnieten, welche die Pfosten der Querversteifung bilden.

Die Querversteifungen allein sind nicht imstande, die wagerechten auf den Überbau wirkenden Kräfte sicher nach den Auflagern des Überbaus zu befördern; es muß noch der sog. Windverband (die Windverstrebung) hinzukommen. Die Windverstrebung bildet einen wagerecht liegenden Träger, dessen beide Gurtungen durch die bezüglichen Gurtungen der Hauptträger gebildet werden, dessen Pfosten die Querträger bzw. Quer-

[34]) »Hütte«, 18. Aufl., II. Teil, S. 342.

riegel der Querversteifungen sind. Besondere Diagonalen machen die rechteckigen Grundrißfelder des Überbaus zu einer unverschieblichen Konstruktion. Man verwendet gekreuzte Diagonalen (s. Abb. 245), einfache Diagonalen (Abb. 377), Böcke (Abb. 378). Die beiden letzteren Anordnungen sind besser als die erstere.


Abb. 377. Windverband mit einfachen Diagonalen.


Abb. 378. Windverband mit Böcken.

Bei oben liegender Fahrbahn können durch die Windverstrebung im Verein mit den Querversteifungen alle wagerechten (also auch die geneigt liegenden) Kräfte sicher nach den Auflagern geleitet werden, wie das aus der isometrischen Abb. 379 ersichtlich ist. Die auf die Verkehrslast und auf die oberen Trägergurtungen wirkenden wagerechten Kräfte werden durch den wagerechten, in Höhe der oberen Gurtung liegenden Träger nach den Punkten E' und F' geleitet. Diese letzteren Punkte sind die Auflagerpunkte des wagerechten, oben liegenden Trägers. Die beiden Böcke ABE' bzw. CDF' führen nunmehr die wagerechten Kräfte in die Auflagerpunkte $A \cdot B \cdot C \cdot D$. — Die auf die unteren Gurtungen des Überbaus wirkenden wagerechten Kräfte werden durch die lotrechten Böcke der mittleren Querversteifungen zuerst nach oben geführt, dort durch den oberen wagerechten Träger nach E' und F' und schließlich durch die Endböcke nach den Auflagern.

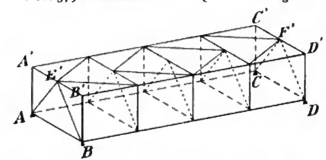


Abb. 379. Windverband und Querversteifungen.

Man kann auch die Windverstrebung in die Ebene der unteren Gurtung legen; auch hätte man in Abb. 379 die Böcke der mittleren Querversteifungen fortlassen können, hätte dann aber sowohl einen Windverband in Höhe der oberen wie der unteren Gurtung anordnen müssen, außerdem auch die Böcke in den Endquerschnitten.

Bei unten liegender Fahrbahn ist die Sache wesentlich ungünstiger. Ist, wie in Abb. 254, über der Fahrbahn eine Verbindung beider Hauptträger durch obere Riegel und Anbringung eines oberen Windverbandes möglich, so bleibt als Hauptmangel, daß der rechteckige Querschnitt des Überbaus eine verschiebliche Figur bildet. Man versteift die Ecken durch außerhalb des erforderlichen Lichtraums angeordnete Büge (s. Abb. 254) und sichert so die Einhaltung der rechten Winkel in den Ecken.

Am ungünstigsten sind aber die sog. offenen Brücken, bei denen die Fahrbahn tief liegt, eine Verbindung der Träger über der Fahrbahn jedoch nicht möglich ist. Man bildet dann den Querträger mit den beiden zugehörigen Pfosten der Hauptträger zu einem starren Rahmen aus, welcher imstande ist, die auf die obere Gurtung wirkenden wagerechten Kräfte sicher nach der in Höhe der unteren Gurtung angeordneten Windstrebung zu übertragen. Die Pfosten dieses Rahmens haben die weitere Aufgabe, die Stäbe der oberen Gurtung gegen Ausknicken aus den Trägerebenen zu sichern. Auf diese schwierige Frage kann hier nicht näher eingegangen werden. Eine gute Konstruktion ist in Abb. 380 vorgeführt. (Abb. 357 bis 360, S. 229 geben die Verbindung des Querträgers mit dem Hauptträger bei dieser Brücke in größerem Maßstabe.)

Abb. 380 bis 382. Windverband und Querversteifungen bei offenen Brücken (Weschnitzbrücke, Strecke Hofheim-Biblis). M. 1 : 50.
Abb. 380. Querschnitt.

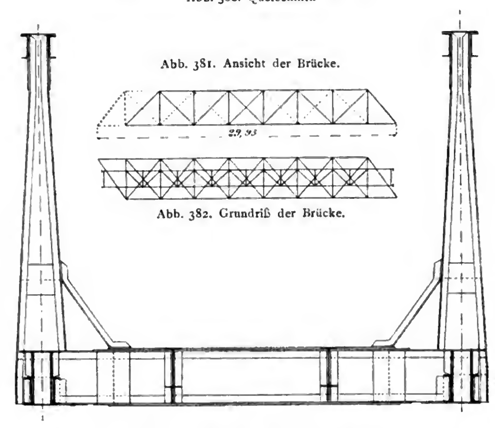


Abb. 381. Ansicht der Brücke.

Abb. 382. Grundriß der Brücke.

Anhang: Kostenüberschläge.

1. Durchlässe und gewölbte Brücken.

a) Durchlässe. Länge beträgt L Meter. Zwei Stirnen (Häupter).

α) Aus Ziegeln, $\frac{1}{2}$ Stein stark, ellipsenförmig gewölbt, 0,5 m Lichtweite, 0,6 m Lichthöhe, Häupter aus Ziegeln. Kosten des ganzen Durchlasses: $K = (60 + 13\,L)$ Mark.

β) Aus Bruchsteinen, 0,5 m weit, 0,6 m hoch, 0,5 m tiefes Fundament, 0,3 m starke Seitenmauern, mit Platten abgedeckt. Kosten des Durchlasses: $K = (46 + 29\,L)$ Mark.

γ) Aus Zementröhren, 0,5 m weit mit Häuptern aus Backsteinmauerwerk: $K = (60 + 17\,L)$ Mark.

b) Gewölbte Brücken: Fundamente 1,0 m tief, Mauer- und Flügelstärken 0,3 der Höhe, mit $1\frac{1}{2}$fach geböschten Flügeln. Es bedeutet:

W die Lichtweite, L die Länge der Brücke, H die lichte Höhe bis zum Gewölbescheitel in Metern.

α) Ganze Brücke aus Ziegeln, Stirnen und Flügel mit Sandsteinplatten gedeckt:

$$K = 22{,}5\ (H + 0{,}1\ W)\ (H + 0{,}1\ W + 1)\ (H + 0{,}1\ W + 2) + 13\,L\ [6\,H(H + 1) + W^2]\ \text{Mark.}$$

β) Brücke aus Bruchsteinmauerwerk, Gewölbe aus Sandstein, sonst wie α:

$$K = 20\ (H + 0{,}1\ W)\ (H + 0{,}1\ W + 1)\ (H + 0{,}1\ W + 2) + 13\,L\ [H(H + 1) + W^2]\ \text{Mark.}$$

γ) Gewölbte eingleisige Eisenbahnbrücke, Ziegel, 4,0 m lang, 6 m Lichthöhe bis Scheitel, 7,5 m Lichtweite, verlorene Widerlager $K = 5400$ Mark.

δ) Gewölbte eingleisige Eisenbahnbrücke, 10 m Lichtweite, 5,5 m Lichthöhe, 2 m Gewölbe-Pfeil, 5,0 m Länge zwischen Stirnen, Gewölbe aus Ziegeln, übriges Mauerwerk Bruchstein $K = 6500$ Mark.

ε) Dieselbe Brücke aber als zweigleisige Eisenbahnbrücke $K = 9800$ Mark.

ζ) Gewölbte Wegbrücke mit drei Öffnungen über Eisenbahneinschnitt, 8 m Lichtweite jeder Öffnung, 10 m lichter Höhe, 5 m Länge zwischen den Stirnen $K = 15700$ Mark.

2. Hölzerne Überbauten (W bedeutet die Lichtweite in Metern).

a) Kosten des hölzernen Überbaus einschließlich der Fahrbahn für Straßenbrücken, 5 m Brückenbreite. Kosten für 1 m der Lichtweite:

Bei billiger Fahrbahn (einfacher, 8 cm starker, eichener Belag, mit 20 cm starkem Schotter) $K = (5\,W + 150)$ Mark,

bei teurer Fahrbahn (doppelter, je 8 cm starker, eichener Bohlenbelag, bzw. einfacher, 8 cm starker, eichener Bohlenbelag und 13 cm starkes Holzpflaster) $K = (5\,W + 220)$ Mark.

b) Dasselbe für eingleisige Eisenbahnbrücken:

Für 1 Meter eingleisigen Überbaus $K = (12\,W + 150)$ Mark.

Die Pfeiler- und Widerlagerkosten sind in vorstehenden Angaben nicht enthalten.

3. Eiserne Überbauten (W bedeutet die Stützweite in Metern).

a) Kosten des eisernen Überbaus einschließlich der Fahrbahn bei Straßenbrücken.

α) Bei leichten Brücken (leichte zweispännige Fuhrwerke, leichte Fahrbahn) bei 5 m Breite: Kosten für ein laufendes Meter Stützweite $K = (8\,W + 200)$ Mark,

β) bei schweren Brücken (für schwere zweispännige Fuhrwerke, schwere Fahrbahn) bei 5 m Breite für ein laufendes Meter Stützweite $K = (10\,W + 400)$ Mark.

b) Kosten des eisernen Überbaus einschließlich der Fahrbahn bei eingleisigen Eisenbahnbrücken.

α) Bei leichten Brücken $K = (8\,W + 130)$ Mark
β) Bei schweren Brücken $K = (10\,W + 200)$ Mark
} f. d. lfd. m Stützweite ($= W$).

4. Landpfeiler für Holz- bzw. Eisenüberbau. Zwei Landpfeiler mit vier Flügeln, $1\frac{1}{2}$ facher Böschung, abgedeckt mit Sandsteinplatten.

Kosten der beiden Pfeiler: $K_1 = 0{,}6 \quad x \cdot H \cdot (H + 1)\,L$ Mark;

Kosten der vier Flügel: $K_2 = 0{,}45 \quad x \cdot H \cdot (H + 1)\,(H + 2)$ Mark.

Darin bedeutet: x die Kosten für 1 cbm Mauerwerk: für Ziegelmauerwerk 25 Mark, für Bruchsteinmauerwerk 22 Mark, für mit Quadern verblendetes Ziegel- und Bruchstein-Mauerwerk 35 Mark. — H = Höhe zwischen Weg- und Schienenoberkante, W = Stützweite der Träger, L = Länge (Wegbreite oder Eisenbahnbreite) der Brücke, alles in Metern.

Vorstehende Angaben sind aus: G. Osthoff, Kostenberechnungen für Ingenieurbauten, 5. Aufl., bearbeitet von E. Jastrzemski, Leipzig 1902, S. 520 bis 577.

VIII. Kapitel.

Wasserversorgung und Entwässerung der Städte.

Bearbeitet von

Eduard Sonne, Geheimer Baurat, Professor i. P. an der Technischen Hochschule zu Darmstadt.

und

Karl Esselborn, Professor an der Landes-Baugewerkschule zu Darmstadt.

(Mit 151 Abbildungen.)

A. Die atmosphärischen Niederschläge.

§ 1. Das Regenwasser. Regenhöhe. Die atmosphärische Luft enthält stets Wasserdampf und ihr Gehalt an diesem ist von der Temperatur abhängig. So vermag die Luft z. B. bei einem Barometerstande von 760 mm und 10° Celsius 9,14 g Wasserdampf in 1 cbm, dagegen bei 30° Celsius 31,51 g in 1 cbm aufzunehmen. Hieraus ist zu erkennen, daß, wenn mit Wasserdampf gesättigte Luft erwärmt wird, sie neuen Dampf aufnehmen kann, diesen aber bei ihrer Abkühlung in tropfbarer oder fester Form wieder ausscheiden muß.

Die Ausscheidung des Wassers aus der Luft findet in Form von Tau, Reif, Nebel, Wolken, Regen, Schnee und Hagel statt. Dabei ist das Regenwasser nie chemisch rein, sondern enthält stets Teile derjenigen Gase, aus denen die Luft zusammengesetzt ist, besonders Sauerstoff und Stickstoff, in geringeren Mengen Kohlensäure und kohlensaures Ammoniak, sowie verschiedene feste Körper in gelöster Form. Die Beimischung unlöslicher Körper, wie Staubteilchen u. dgl., verursacht die Trübung des Regenwassers.

Die Wassermenge, welche durch die atmosphärischen Niederschläge, besonders durch Regen und Schnee, in einer gewissen Zeit auf die Erdoberfläche niederfällt, wird durch die Regenhöhe angegeben, d. h. durch die Höhe einer Wasserschicht, die von dem Regen, Schnee usw. auf einer horizontalen Bodenfläche gebildet würde, wenn weder durch Abfluß, noch durch Versickerung und Verdunstung eine Verringerung stattfände. Dabei denkt man sich sämtliche Niederschläge, weil deren Dichtigkeit, besonders diejenige des Schnees, sehr veränderlich ist, in Regen verwandelt.

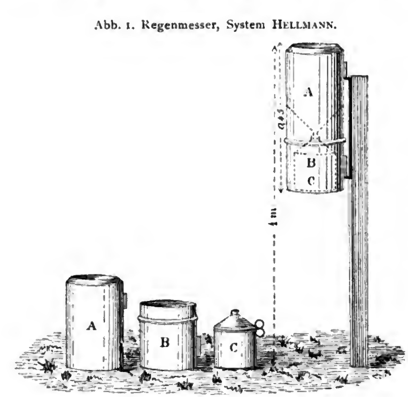
Zur Bestimmung der Niederschlagshöhe wird der Schnee geschmolzen, wobei das Verhältnis der Schneehöhe zur Höhe der beim Schmelzen entstehenden Wasserschicht sich als sehr verschieden darstellt. Man gebraucht deshalb die Bezeichnung spezifische Schneetiefe, worunter man diejenige Höhe einer Schneeschicht versteht, welche eine 1 mm hohe Wasserschicht beim Schmelzen liefert. Die spezifische Schnee-

tiefe schwankt zwischen 6,6 und 34 mm, wobei die erstere Zahl für den bei Tauwetter mit vielem Wasser durchsetzten Schnee, die letztere dagegen für die bei starkem Frost, der gegen Druck widerstandsfähigen Schneekristalle wegen, lockerer liegenden Schneemassen gilt. Als Mittelwert haben sich 16 mm ergeben.

Zur Beurteilung der Dichtigkeit des Schnees und zur unmittelbaren Berechnung des in fester Form auf der Erdoberfläche befindlichen Wasservorrats eignet sich jedoch besser als die spezifische Schneetiefe die Angabe der Höhe der Wasserschicht, die von 1 cm Schneehöhe geliefert wird.

§ 2. Regenmesser. Die zur Messung der Regenhöhen dienenden Instrumente werden Regenmesser genannt und bestehen aus einem trichterförmigen Auffanggefäß, dessen offene Auffangfläche genau auf ein abgerundetes Maß von 200 bis 2000 qcm bemessen ist, und aus dem Sammelgefäß, in welchem sich der niederfallende Regen sammelt, der dann in einem Meßglas gemessen wird. Der in Abb. 1 [1]) dargestellte Regenmesser System HELLMANN, besteht aus einem Zylinder aus Zinkblech, dessen oberer, innen mit einem trichterförmigen Boden versehener Teil *A* das eigentliche Auffanggefäß bildet, während der untere *B* als Behälter für die Sammelflasche *C* dient. Die aufgefangene Regenmenge wird durch die enge Öffnung des Auffangtrichters vor Verdunstung geschützt, zeitweise abgelassen und mittels eines Meßglases gemessen.

Abb. 1. Regenmesser, System HELLMANN.



Die Aufstellung des Regenmessers muß an einem solchen Orte erfolgen, daß auch der bei heftigem Winde sehr schräg fallende Niederschlag doch noch von allen Seiten freien Zutritt zu dem Auffanggefäß hat, weshalb Gebäude, Mauern, Bäume u. dgl. mindestens ebenso weit von ihm entfernt sein müssen, als sie selbst hoch sind. Aber auch große freie Flächen bieten keinen zweckmäßigen Aufstellungsort dar, weil daselbst der Regenmesser dem störenden Einfluß des Windes zu sehr ausgesetzt ist; aus demselben Grunde darf der Regenmesser nicht zu hoch aufgestellt werden.

Aufgefangene Schneemassen werden gemessen, indem man den mit einem Deckel zu verschließenden Regenmesser in einen erwärmten Raum setzt und dort den Schnee zum Schmelzen bringt. Zur Kontrolle wird aus der, auf einem an geeigneter Stelle ausgelegten Brett abgelagerten Schneeschicht mit dem Auffanggefäß ein Schneezylinder ausgestochen, geschmolzen und gemessen.

Die nach der oben besprochenen Anordnung hergestellten Regenmesser vermögen jedoch nur die zwischen zwei Beobachtungszeiten gefallenen Niederschlagsmengen, nicht

[1]) Die Abb. 1 u. 3 sind dem »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, 4. Aufl. 1905, III. Teil, I. Bd., dem von Geh. Baurat P. GERHARDT verfaßten und bei der Bearbeitung des vorliegenden Abschnitts benutzten I. Kap.: »Regen, Grundwasser, Quellen und stehende Gewässer«, entnommen.

aber die Dauer und die wechselnde Dichtigkeit der einzelnen Regenfälle anzugeben. Hierzu dienen die selbstzeichnenden Regenmesser, auch Regenschreiber genannt, bei denen ein Schreibstift auf einem Papierstreifen durch Quer- und Längslinien die Dauer und Stärke der einzelnen Regenfälle bezeichnet[2]).

Die wirklich auf den Erdboden gelangende Niederschlagsmenge ist jedoch größer, als die Regenmesser sie angeben, weil in diesen nicht alle Feuchtigkeit angesammelt werden kann und insbesondere der Tau verloren geht. Die wirkliche Niederschlagsmenge im Jahresdurchschnitt ist deshalb nach G. TOLKMITT um 20 bis 25 °/₀ größer als die gemessene Regenhöhe anzunehmen.

§ 3. Die Regenmengen. Da das Fallen der Niederschläge einem steten Wechsel unterliegt und ihre Dichtigkeit eine sehr verschiedene ist, so sind die Regenmengen der einzelnen Tage, Monate und Jahre fortwährenden Schwankungen unterworfen. Die Sommermonate bringen mehr Regen als die Wintermonate, und regenreiche Jahre wechseln mit regenarmen ab. Es wurden sogar vollständige Schwankungen regenreicher und regenarmer Zeiten nachgewiesen, wobei die Dauer der feuchten und trockenen Zeitabschnitte durchschnittlich je 18 Jahre betrug.

a) Jährliche Regenmengen. Die größten jährlichen Regenmengen finden sich in Europa überall da, wo der Regenwind einen Gebirgszug überschreiten muß, und besonders dort, wo schroffe Gebirge sich unmittelbar aus dem Meer erheben. Dabei nehmen die Regenhöhen talaufwärts zu; so wurde in Osterode im Harz nach dem Durchschnitt von 10 Jahren eine jährliche Regenhöhe von 796 mm, in dem nur 11 km entfernten, aber 354 m höher gelegenen Klaustal jedoch eine solche von 1491 mm beobachtet.

Die jährlichen Regenhöhen an den einzelnen Orten weichen mithin beträchtlich voneinander ab und betragen nach dem Durchschnitt mehrerer Jahre z. B. in Danzig 520 mm, in Berlin 583 mm, in Darmstadt 665 mm und in Karlsruhe 723 mm. Im großen Durchschnitt beträgt die Höhe der jährlichen Niederschläge in Deutschland 660 mm, wovon

auf den Winter . . . . 18,1 %,
auf den Frühling . . . . 22,4 %,
auf den Sommer . . . . 36,0 % und
auf den Herbst . . . . 23,5 %

entfallen[3]).

Die räumliche Verteilung der Jahresniederschläge läßt sich aus Niederschlags- oder Regenkarten[4]), bei denen die Orte mit denselben jährlichen Niederschlagshöhen durch Kurven miteinander verbunden werden, am besten erkennen.

b) Monatliche Regenmengen. Die größten monatlichen Niederschlagshöhen, welche für den Wasserbau wichtiger als die mittleren sind, betragen nicht selten 200 mm, in einzelnen Fällen sogar über 300 mm und fallen hauptsächlich auf die Sommermonate Juli, August und Juni.

c) Tägliche Regenmengen. Die größten täglichen Regenhöhen in den einzelnen Monaten ergeben sich in der wärmeren Jahreszeit, so daß die Monate, Juli, August, Juni, Mai und September in abnehmender Zahl die meisten Tagesmaxima aufweisen. Die größten täglichen Niederschläge, welche in Deutschland vorkamen, betrugen beispiels-

---

[2]) Näheres siehe »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, 4. Aufl. 1905, III. Teil, Bd. I, Kap. I, S. 12—16, sowie G. HELLMANN, »Ein neuer registrierender Regenmesser« in der Meteorol. Zeitschr., Febr. 1897.

[3]) G. HELLMANN, »Über die Niederschlagsverhältnisse Deutschlands« in der Meteorolog. Zeitschr. 1886.

[4]) LUDW. SCHRADER, »Regenkarten«, im Wochenbl. f. Bauk. 1885, S. 95 ff.

weise in Baden-Baden 124 mm, in Falkenhain in Schlesien 152 mm, in Flinsberg daselbst 215 mm und bei einem Wolkenbruch auf dem Büchenberg in Hannover 238 mm. Im ebenen Norddeutschland kann überall ein tägliches Maximum der Niederschläge von mindestens 100 mm, im gebirgigen Norddeutschland dagegen ein solches von 150 mm vorkommen.

d) Stündliche Regenmengen. Von großer Bedeutung bei der Anlage unterirdischer Wasserleitungen sind die größten stündlichen Regenmengen, weil die, große tägliche Regenhöhen ergebenden Landregen den starken, aber weniger lang andauernden Gewitterregen nicht nur an Dichtigkeit, sondern oft auch an Ergiebigkeit nachstehen. Deshalb sollte zur Vermeidung von Irrtümern die Ergiebigkeit der Sturzregen nicht nur auf die Stundeneinheit bezogen, sondern stets auch ihre ganze Höhe und Dauer angegeben werden. Die stärksten Regengüsse, d. h. diejenigen, die mindestens eine Regenhöhe von 18 mm in der Stunde ergeben und die gewöhnlich einen Teil eines längeren Regenfalles bilden, werden Sturzregen genannt.

Die Dichtigkeit dieser starken Regengüsse ist eine sehr wechselnde. So betrug beispielsweise bei einem anderthalbstündigen Regen in Dresden die ganze Regenhöhe 75 mm und demnach die stündliche 50 mm, während bei einem halbstündigen Regenfall in München die ganze Regenhöhe zu 51 mm ermittelt wurde, welche auf die Stunde eine Höhe von 102 mm ergibt.

Soll die Regenmenge nicht in Regenhöhen, sondern in cbm für 1 Hektar = 100 Ar = 10000 qm angegeben werden, so ist diese für jeden mm Regenhöhe für 1 ha gleich

$$10000 \cdot 0{,}001 = 10 \text{ cbm}.$$

Wünscht man dagegen die Regenmenge in Sekundenliter für das Hektar, d. h. zu wissen, wie viel Liter Niederschläge in der Sekunde auf eine 1 ha große Fläche kommen, so berechnet sich, da 1 cbm = 1000 l ist, die Regenmenge für 1 mm Regenhöhe in der Stunde = 60 Minuten = 3600 Sekunden zu

$$\frac{10000 \cdot 0{,}001 \cdot 1000}{3600} = 2{,}78 \text{ sl}.$$

§ 4. Verdunstung und Versickerung. Der Teil des auf die Erdoberfläche niederfallenden Regenwassers, welcher nicht als Tagewasser nach tiefer gelegenen Stellen abfließt oder von dem Pflanzenwuchs verbraucht wird, verdunstet oder er versickert in den Boden.

a) Verdunstung. Die Größe der Verdunstung ist von der Temperatur, dem Feuchtigkeitsgehalt und der Bewegung der Luft abhängig. Denn da über einer Wasserfläche sich neuer Wasserdampf nur dann entwickeln kann, wenn die darüber lagernde Luftschicht nicht schon mit Dampf gesättigt ist, so wird die Verdunstung wesentlich durch eine Luftströmung bedingt, die neue, zur Dampfaufnahme geeignete Luft zuführt. Da ferner die Oberfläche des verdampfenden Wassers um so öfter mit neuer Luft in Verbindung kommt, je kleiner sie ist, so müssen kleinere Verdunstungsflächen höhere Werte liefern, als große. Berührt jedoch die Luftströmung die Wasserfläche nicht unmittelbar, oder wird dies durch den erhöhten Rand des Wasserbeckens erschwert, so vermindert sich die Verdunstung.

Die verdunsteten Wassermengen, deren zuverlässige Messung sehr schwierig ist, werden in mm Wasserhöhe der verdunstenden Flächen, d. h. durch die Verdunstungshöhen angegeben, deren Ermittelung durch Verdunstungsmesser[5]) erfolgt, die für

[5]) Näheres siehe im »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, 4. Aufl. 1905, III. Teil, I. Bd., I. Kap., S. 49 u. 53.

freie Wasserflächen und für mit Wasser gesättigten Boden verschieden eingerichtet sind. Für die Verdunstungshöhe, worunter man im allgemeinen diejenige freier Wasserflächen, die für den Wasserbau am wichtigsten ist, versteht, können in bezug auf Mitteleuropa folgende Angaben als reichliche Schätzungen gelten: Verdunstungshöhe auf Kanälen während eines sehr heißen Sommers 900 mm, dgl. an einzelnen heißen Sommertagen je 10 mm. Größte monatliche Verdunstungshöhe in den Sommermonaten 120 bis 180 mm. Jährliche Verdunstungshöhe größerer Wasserflächen 500 bis 800 mm, wobei den nassen Jahren die kleineren, den trocknen die größeren Zahlenwerte entsprechen.

Bei Flüssen, Kanälen und Bewässerungsgräben, besonders wenn ihre Ufer nicht mit Bäumen bepflanzt sind, ist die Verdunstungshöhe größer als diejenige ausgedehnter Wasserflächen, weil jeder die Richtung des Wasserlaufs kreuzende Wind stets neue Luftmengen mit der Oberfläche des Wassers in Berührung bringt.

Untersuchungen über die Verdunstung eines mit Wasser gesättigten Bodens im Vergleich zu derjenigen einer gleich großen freien Wasserfläche ergaben, daß von ersterem mehr Wasser an die Luft abgegeben wird, als von der freien Wasserfläche, wenn der Boden mit Gras oder Bäumen bewachsen ist, daß jedoch eine freie Wasserfläche mehr verdunstet, als ein unbepflanzter Boden. Beim Wald ist zwar die Verdunstung größer, als bei einem gleich großen unbebauten Feld, aber dreimal geringer, als wenn dieselbe Fläche mit Getreide oder Gras bepflanzt wäre.

b) Versickerung. Das in den Boden versickernde Regenwasser bewegt sich, den Gesetzen der Schwere folgend, darin abwärts, ist aber bis zu einer Tiefe von 0,3 bis 0,6 m der Verdunstung noch ausgesetzt. Die Versickerung ist mithin um so ergiebiger, je geringer das Verdunstungsvermögen und die wasserzurückhaltende Kraft des Bodens und je größer dessen Durchlässigkeit ist. Die in den Boden versickernden Wassermengen, die entweder durch Messung des aus Drains fließenden Wassers oder mit Hilfe besonderer Versickerungsmesser[6]) ermittelt werden, sind deshalb sehr verschieden und schwanken nach den Niederschlagshöhen, der Bodenart, dem Klima, den Jahreszeiten und vor allem nach der Bodenbedeckung. Der Sand liefert die größten Sickerwassermengen, dann folgt der Torf und endlich der Lehm; eine Beimischung von Sand verursacht eine Vermehrung, eine solche von Lehm oder Torf eine Verminderung des Sickerwassers.

Auch die Geschwindigkeit, mit der das Regenwasser in den Boden eindringt, ist sehr verschieden und beträgt bei sandiger Oberfläche etwa 1 m, im Moor dagegen nur 40 bis 60 mm und im Lehmboden sogar nur 10 bis 20 mm in der Stunde.

§ 5. Anwendungen[7]).

Die Sammlung des Regenwassers in Zisternen kommt in Seestädten mit völlig ungenießbarem, Meerwasser enthaltenden »brackigen« Grundwasser und in Gegenden zur Anwendung, wo wegen felsigen Bodens oder aus anderen Gründen Brunnen schwer herzustellen sind. Die auf diese Weise von den Dächern gewonnene Wassermenge ist nicht unbeträchtlich, da sie $\frac{3}{5}$ bis $\frac{4}{5}$ der niederfallenden Regenmenge beträgt. Bei einer jährlichen Regenhöhe von 60 cm = 0,6 m und einer Auffangfläche von 100 qm z. B. könnten mithin $0{,}6 \cdot 100 \cdot \frac{3}{5}$ bis $0{,}6 \cdot 100 \cdot \frac{4}{5}$, d. h. 36 bis 48 cbm Wasser im Jahre gewonnen werden. Wird dafür gesorgt, daß das beim Beginn des Regens von den Dächern abfließende schmutzige Wasser nicht in die Zisterne gelangt und daß die Filtervorrichtung, sowie die Reinwasserbehälter stets kühl und rein gehalten werden, so erhält man ein ganz brauchbares und sehr weiches Wasser.

[6]) Näheres siehe im »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, 4. Aufl. 1905, III. Teil, I. Bd., I. Kap., S. 58.
[7]) Den »Elementen des Wasserbaues« von Sonne und Esselborn, Leipzig 1904, entnommen.

Nimmt man z. B. die Größe der Dachfläche zu 150 qm, die Anzahl der Bewohner des betreffenden Gebäudes zu 12 an und wird die Zisterne so groß hergestellt, daß sie $\frac{1}{8}$ der jährlichen Regenmenge aufnehmen kann, so enthält sie bei 0,6 m Regenhöhe und einer Wassergewinnung von $\frac{4}{5}$ der Jahresmenge in gefülltem Zustand

$$\frac{1}{8} \cdot 150 \cdot 0{,}6 \cdot \frac{4}{5} = 9 \text{ cbm} = 9000 \text{ l}.$$

Rechnet man bei sparsamem Verbrauch 20 l für den Kopf und Tag, so enthält diese Zisterne Vorrat für

$$\frac{9000}{20 \cdot 12} = 37\tfrac{1}{2} \text{ Tage}$$

regenloser Zeit.

Die Größe offener Abzugsgräben in trocken zu legenden Niederungsländereien berechnet sich unter der Annahme, daß sie imstande sein müssen, in einem Monat den vierten Teil der jährlichen Niederschlagsmenge abzuführen, auf folgende Weise.

Bedeutet h die durchschnittliche Niederschlagshöhe in Metern, so ist die durchschnittliche Niederschlagsmenge für eine Hektar gleich $10000 \cdot h$ cbm $= 10000 \cdot h \cdot 1000$ l, und die Gräben haben demnach in einem Monat eine Wassermenge in Litern abzuführen von

$$\frac{10000 \cdot h \cdot 1000}{4} \text{ oder täglich } \frac{10000 \cdot h \cdot 1000}{4 \cdot 30}$$

$$\text{und in der Sekunde } \frac{10000 \cdot h \cdot 1000}{4 \cdot 30 \cdot 24 \cdot 60 \cdot 60} = 0{,}965 \text{ h}.$$

Hieraus ergibt sich die einfache Regel, daß bei einer jährlichen Niederschlagshöhe von h m die Wassermenge offener Gräben gleich h Sekundenliter für 1 Hektar anzunehmen ist.

Die Massen der Niederschläge bedingen, jedoch in sehr verschiedenem Grade, die Abflußmengen der fließenden Gewässer und man kann die letzteren aus ersteren auf Grund vorliegender Beobachtungen näherungsweise ermitteln, besonders die größten zu erwartenden Abflußmengen. Von dieser wichtigen Anwendung wird an anderer Stelle eingehender gesprochen werden, nicht minder von den Beziehungen der Regenmengen zu der Weite der städtischen Entwässerungskanäle und dergl.

B. Grundwasser und Quellen.

§ 6. Entstehung und Bewegung des Grundwassers. Von dem versickernden Wasser gelangt nur ein Teil zum Abfluß in die Tiefe, weil der Boden, entsprechend seinem Wasserfassungsvermögen, eine gewisse Wassermenge trotz freien Abflusses unter allen Umständen festhält. Doch sind dann nicht alle, sondern nur die engsten Zwischenräume vom Wasser erfüllt, so daß sich in dem Boden Wasser und Luft nebeneinander befinden.

a) Entstehung und Arten des Grundwassers. Wird nun der Abfluß dadurch aufgehoben, daß unterhalb der wasserdurchlässigen Schicht eine undurchlässige dem Wasser entgegentritt, so sammelt sich dieses auf der undurchlässigen Schicht an, verdrängt, allmählich steigend, die Luft aus den Poren der durchlässigen Schicht und füllt diese vollständig aus. Die hierdurch in dem Boden sich bildende zusammenhängende Wasseransammlung wird Grundwasser und die Schichten, die dasselbe enthalten, Grundwasserträger genannt.

Die Ausbreitung des Grundwassers wird in erster Linie durch die Gestaltung der Oberfläche der undurchlässigen Schicht beeinflußt. Ist das Grundwasser genügend hoch

gestiegen, so bewegt es sich in der Richtung des stärksten Gefälles der undurchlässigen Schicht abwärts und bildet, wenn diese zutage tritt, Quellen, oder es vereinigt sich mit andern Grundwasseransammlungen, dehnt sich dann oft über weite Strecken aus und bildet große unterirdische Grundwasserströme.

Während in gebirgigen Gegenden der Abstand zwischen der Erdoberfläche und dem undurchlässigen Felsboden oft nur einige Dezimeter beträgt, dringt in dem aufgeschwemmten Boden des Flachlandes das Wasser manchmal in große Tiefen ein. Beispielsweise wird das Trinkwasser für Wilhelmshaven aus Schichten gewonnen, die etwa 200 m unter dem Nordseespiegel liegen, und ein im Stadtwäldchen zu Budapest angelegter Brunnen wird sogar aus einer 970 m unter der Erdoberfläche beginnenden Schicht gespeist.

Derartige Beobachtungen beweisen, daß in dem Erdboden außer den erwähnten Grundwasserströmen auch ausgedehnte Grundwasserbecken vorhanden sind, die sich besonders da bilden, wo die undurchlässigen Schichten muldenförmig gestaltet und daher zur Ansammlung von Grundwasser geeignet sind.

Will man ein Urteil über die Entstehung einer Grundwasseransammlung, eines Stromes oder Beckens, gewinnen, so sind geologische Untersuchungen unerläßlich. Es ist ganz ausgeschlossen, allein nach meteorologischen Beobachtungen und Gesetzen Grundwassermengen, man kann auch sagen Bodenwassermengen, zu erklären und zu berechnen. Die geologischen Verhältnisse sind fast in jedem Fall anders und ohne ihre Berücksichtigung können die erlangten Ergebnisse keinen Anspruch auf Richtigkeit machen[8]).

Steuer verwendet für die Gesamtheit der in den oberen Schichten der Erde vorkommenden Gewässer den Ausdruck Bodenwasser; er unterscheidet verschiedene Arten und sagt:

»Grundwasser ist das in lockeren und losen, hauptsächlich in diluvialen, seltener in tertiären und alluvialen Ablagerungen vorkommende Bodenwasser von gleichmäßiger, annähernd dem Jahresmittel entsprechender Temperatur, das frei von mechanisch suspendierten, organischen und unorganischen Bestandteilen ist und dessen chemische Zusammensetzung bei einer gewissen Gleichmäßigkeit keine Stoffe enthält, die auf frische, von außen kommende Verunreinigungen hinweisen.«

»Unter Sickerwasser versteht man die infolge der atmosphärischen Niederschläge von oben oder die aus Flüssen und Seen eindringenden Bodenwasser, die nicht oder noch nicht die Eigenschaften des Grundwassers besitzen.«

»Von dem für die Alluvionen charakteristischen Grundwasser muß das in den festen, geschichteten und massigen Gesteinen vorkommende Bodenwasser unterschieden werden.«

»Unter Bergfeuchtigkeit versteht man die geringe Wassermenge, die jedes Gestein gegenüber dem lufttrockenen Zustand besitzt, wenn es frisch und so weit unterhalb der Oberfläche dem Anstehenden entnommen wird, daß die Einflüsse der Atmosphäre sich nicht mehr bemerkbar machen können.«

»Bei der Entstehung und Bewegung des Bodenwassers in den festen Gesteinen, sind mit Rücksicht auf deren Durchlässigkeit zwei verschiedene Arten zu trennen. Einmal erfüllt und durchzieht es teils infolge seiner Schwere, teils infolge der kapillar wirkenden Kräfte die dem Gestein eigenen Poren und Hohlräume, im anderen Fall aber bewegt und sammelt es sich auf den sekundär entstandenen Klüften. Ich schlage für das erste die Benennung Schichtwasser, für das andere die Benennung Kluftwasser vor.«

[8]) A. Steuer, »Die Entstehung des Grundwassers im hessischen Ried«. Stuttgart 1907.

»Das Schichtwasser speist die Schichtquellen und bewegt sich im allgemeinen in den porösen Gesteinen. Seine Entstehung verdankt es der Infiltration.«

»Das Kluftwasser steht und fließt in den Klüften und Fugen der massigen, sowie derjenigen festen Gesteine, die ohne Poren und darum als wasserundurchlässig zu betrachten sind. Versinkt ein Fluß von der Oberfläche, so fließt er als Kluftwasserstrom weiter und kommt als Kluftwasserquelle wieder zu Tage.«

»Die letzte Art von Bodenwasser ist das auf den Verwerfungsspalten zirkulierende, für das man den Namen Spaltenwasser verwenden kann.«

b) Bewegung des Grundwassers. Das in den durchlässigen Boden eingedrungene Wasser bewegt sich auf der undurchlässigen Schicht dem nächsten Sammler zu (Abb. 2[9]), und diese Bewegung ist von dem vorhandenen Gefälle, der abzuführenden Wassermenge und von der Querschnittsgröße des Grundwasserbetts abhängig. Steigt das Wasser in dem Sammler, so findet eine Anstauung des Grundwassers statt, wie dies in der Abbildung durch die gestrichelte annähernd wagerechte Linie angedeutet ist.

Die wechselnde Höhenlage der undurchlässigen Schichten, bei denen sowohl einzelne Erhöhungen, als auch durchgehende unterirdische Wasserscheiden auftreten, erklärt manche überraschende Vorkommnisse bei der Herstellung von Brunnen. So mußte in der Jesuitenkaserne in Brünn ein Brunnen als wasserlos verschüttet werden, während zwei andere Brunnen im nächsten Hofe derselben Kaserne reichlich Wasser lieferten.

Abb. 2. Höhenplan des Grundwassers.

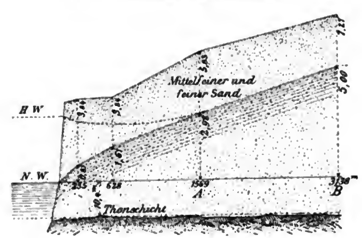
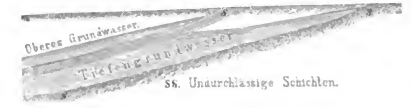


Abb. 3. Tiefengrundwasser.



Jedoch nicht immer hat man es mit nur einer durchlässigen Schicht zu tun, sondern es kommt die Einlagerung einer zweiten, ja einer dritten und vierten derartigen Schicht nicht selten vor. Bei Darmstadt z. B. schöpfen die zum Zwecke der städtischen Wasserversorgung angelegten Filterbrunnen von mehr als 60 m Tiefe Wasser aus verschiedenen, sehr unregelmäßig begrenzten wasserführenden, voneinander unabhängigen Schichten (Wasserstockwerken)[10]. Steigt das Hinterland (Abb. 3) an, so übt das Tiefengrundwasser gegen die Unterseite der eingelagerten Schicht einen nach oben gerichteten Druck aus und steigt bei Absenkung eines entsprechend tiefen Bohrlochs in diesem empor.

Das Gefälle des Grundwasserspiegels, welches noch viel mehr als das der oberirdischen Wasserläufe wechselt, ist von der Neigung der undurchlässigen Schicht abhängig. Nachgewiesen wurden Grundwassergefälle von 0,6 bis über 3 ‰.

[9] Die Abb. 2, 5, 7 u. 9 sind den »Elementen des Wasserbaues« von Sonne und Esselborn. Leipzig 1904. entnommen.

[10] J. A. Aird und Marc, »Das Wasserwerk der Stadt Darmstadt« im Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1881, S. 92.

Die Geschwindigkeit der Grundwasserströmung ist meistens sehr gering, was sich auch daraus erkennen läßt, daß viele Quellen erst geraume Zeit nach einem Regen sich verstärken. Eine Geschwindigkeit von 1 m in der Stunde ist schon als reichlich anzusehen; häufig beträgt sie kaum 1 m täglich. Doch wächst die Geschwindigkeit mit dem Gefälle, und in stark geneigten wasserleitenden Schichten kommen wahrscheinlich Geschwindigkeiten bis zu 180 m in 24 Stunden vor.

Um die Geschwindigkeit der Grundwasserbewegung zu ermitteln, legt man in der Richtung des mutmaßlichen Wasserstroms zwei Versuchsbrunnen in angemessener Entfernung voneinander an und schöpft dann aus dem unteren Brunnen in kurzen Zwischenräumen Wasserproben, aus deren Analyse man Schlüsse auf die Geschwindigkeit des Wasserstroms ziehen kann. Früher brachte man in den oberen Brunnen das durch chemische Analyse leicht nachzuweisende Kochsalz[11]. Statt des Kochsalzes wird jetzt bei derartigen Untersuchungen öfters das Fluorescëin benutzt, welches ebenfalls vollkommen unschädlich ist und selbst in der stärksten Verdünnung dem Wasser eine leuchtend grasgrüne Farbe verleiht.

Neuerdings hat Prof. SLICHTER in Wisconsin in Nordamerika sich zur Ermittelung der Geschwindigkeit des Grundwassers der Elektrolyse, das ist der elektrochemischen Zersetzung eines Salzes bedient und hierbei als Elektrolyt Salmiak, d. h. das bei großer Leistungsfähigkeit und Billigkeit leicht lösliche Chlorammonium verwendet[12].

Weisen auch die unterirdisch abfließenden Wassermengen keine so großen Schwankungen als die oberirdisch abfließenden auf, so sind doch die Unterschiede, wie dies die schwankende Ergiebigkeit der Quellen zeigt, oft sehr bedeutend. Näherungsweise läßt sich die Menge des in einer geschlossenen Kiesschicht abfließenden Grundwassers aus seiner Geschwindigkeit, dem Querschnitt des Grundwasserträgers und der Verhältniszahl der in diesem enthaltenen Hohlräume, welche durchschnittlich 25 bis 30% des Rauminhalts der wasserführenden Schicht betragen, berechnen.

Sei deren Dicke gleich 3 m, ihre Breite gleich 100 m und der Inhalt ihrer Hohlräume gleich 30% des ganzen Querschnitts, dann ist der wirkliche Wasserquerschnitt

$$\frac{100 \cdot 3 \cdot 30}{100} = 90 \text{ qm}.$$

Betrage nun die Geschwindigkeit des Grundwasserstroms 15 m in 24 Stunden, so wäre die täglich abfließende Wassermenge $90 \cdot 15 = 1350$ cbm.

§ 7. Höhe des Grundwasserstands. Die periodischen Schwankungen unterworfene Höhe des Grundwasserspiegels ist von den in entgegengesetzter Weise auf den Grundwasserstand einwirkenden Niederschlags- und Verdunstungsmengen abhängig. In der Nähe eines Flusses dagegen wird der Stand des Grundwassers nicht allein durch die atmosphärischen Niederschläge, sondern auch durch das Steigen und Fallen des Flußwassers beeinflußt, weil dieses bei einer Anschwellung im Flusse durch die durchlässigen Ufer tritt, den Abfluß des Grundwassers auf gewisse Zeit aufhebt und durch dessen Anstauung eine bis in das Binnenland sich erstreckende Hebung des Grundwasserstandes bewirkt.

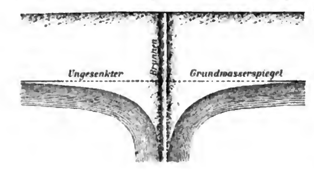
Wenn auch die Flüsse, deren Bett die wasserleitende Schicht durchschneidet und bis auf die undurchlässige hinabreicht, von dem Grundwasser gespeist werden, so geben

[11] A. THIEM, »Verfahren für die Messung natürlicher Grundwassergeschwindigkeiten« in der Zeitschr. d. Vereins deutsch. Ing. 1887, S. 620.

[12] SLICHTER, »Neue Methode der Geschwindigkeitsmessung des Grundwassers« im Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1903, S. 230.

doch auch umgekehrt die auf Hochebenen in lockerem, durchlässigem Gelände über dem Spiegel des Grundwassers fließenden Wasserläufe an dieses kleinere oder größere Wassermengen ab, je nachdem das Flußbett mit der Zeit mehr oder weniger verschlammte und dadurch undurchlässiger wurde.

Abb. 4. Örtliche Senkung des Grundwasserspiegels.



Eine örtliche Senkung des Grundwasserspiegels (Abb. 4) wird durch die Entnahme von Grundwasser mittels Brunnen herbeigeführt, wobei die Absenkungshöhe unter dem ungesenkten Wasserspiegel mit dem Abstande von der Entnahme ziemlich rasch abnimmt und die Absenkungskurve sich parabelartig gestaltet. Je größer die Absenkungstiefe an der Entnahmestelle ist, desto mehr Wasser fließt daselbst zusammen und desto ergiebiger ist demnach der Brunnen.

Der Einfluß, den die Höhe des Grundwasserstands ausübt, ist ein sehr mannigfaltiger. Durch hochstehendes Grundwasser werden Tiefbauten erschwert, Überschwemmungen der Keller sind zu befürchten u. dgl. m. Auch auf die Gesundheit der Bewohner von Ortschaften übt das Grundwasser einen großen Einfluß aus, weil, wenn es zu tief sinkt, die feucht gebliebenen, fäulnisfähigen Bestandteile des Bodens zersetzt werden und durch das Entweichen der sich bildenden Gase die Beschaffenheit der Luft verschlechtert wird. Aber nicht die Höhe des Grundwassers an sich, sondern dessen Steigen und Fallen übt diesen schädlichen Einfluß aus, weshalb dahin zu wirken ist, daß der Grundwasserstand in einer Stadt möglichst gleichbleibt und jeder Wechsel vermieden wird.

Die hierzu erforderlichen Beobachtungen können an offenen Brunnen oder besser mittels besonderer 5 bis 10 cm weiter eiserner Standrohre geschehen, die mit durch Schwimmer getragenen Maßstäben und unten mit einer Anzahl Öffnungen zum Eintritt des Wassers versehen sind und in den Boden eingetrieben werden.

Die Höhenlage des Grundwasserspiegels kommt u. a. bei landwirtschaftlichen Verbesserungen (Meliorationen) in Betracht, weil die anhaltende Nässe des Bodens, die sich namentlich im Frühjahr geltend macht, die Bestellung der Grundstücke in hohem Grad erschwert. Außerdem verdunstet das nahe unter der Oberfläche stehende Wasser und erzeugt dadurch Kälte, welche die Entwickelung der Pflanzen verzögert.

Ferner wird durch die große Nässe die wohltätige Einwirkung der Luft auf die Pflanzenwurzeln ausgeschlossen, wie auch die warmen Regen ihren günstigen Einfluß nicht ausüben können. Weiter werden die schweren, nicht entwässerten Bodenarten nach dem Abgang des Wassers hart, so daß die Pflanzenwurzeln in dem erhärteten Boden sich nicht entfalten können und namentlich bei länger andauernder Dürre verkümmern. Endlich kann die Verwertung des Düngers nur bei Zutritt der Luft geschehen, daher sein geringer Nutzen, sobald das Grundwasser nahe unter der Oberfläche steht.

§ 8. Beschaffenheit des Grundwassers. Da das in den Boden versickernde Wasser die oberen Erdschichten durchfließt und hierbei mit den daselbst befindlichen löslichen Stoffen in die innigste Berührung kommt und diese in sich aufnimmt, so kann das Grundwasser nie chemisch rein sein, auch schon deshalb nicht, weil der Regen, dem es seine Entstehung verdankt, nicht chemisch rein ist. Besonders der Gehalt an

Sauerstoff und Kohlensäure befördert die chemische Einwirkung des versickernden Regenwassers auf die Bestandteile der Erdschichten, und diese Einwirkung ist um so stärker, je länger und unter je größerem Drucke das eindringende Wasser mit den betreffenden Bodenschichten in Berührung war. Daher ist das aus größerer Tiefe stammende Grundwasser meistens reicher an mineralischen Stoffen, aber ärmer an Sauerstoff, als das der oberen wasserführenden Schichten.

Der auflösenden Kraft des versickernden Wassers sind die sich fast überall vorfindenden Ablagerungen von kalk- oder mergelhaltigen Gesteinen am meisten ausgesetzt, so daß beinahe alles in der Natur vorkommende Wasser Kalkverbindungen enthält. Das Grundwasser ist fast immer härter, d. h. kalk- oder magnesiahaltiger als das Flußwasser, weil letzteres auch oberirdisch abgelaufenes Wasser enthält und bei der Berührung mit der Luft einen Teil seines Kalkgehalts wieder verliert. Ferner enthalten zahlreiche Grundwasser, weil eisenhaltige Mineralien im Boden häufig vorkommen, Eisenverbindungen; auch Kochsalz fehlt selten. Welche Mengen mineralischer Bestandteile das versickerte Wasser aufnehmen kann, beweisen die zahlreich vorkommenden Mineralquellen.

Wenn die das Regenwasser zunächst aufnehmende Bodenschicht nicht verunreinigt ist und das versickerte Wasser sich in reinen, vorzugsweise aus unlöslichem Gestein bestehenden Kies- und Sandschichten fortbewegt, so bewahrt das Grundwasser einen hohen Grad von Reinheit und läßt sich ohne weiteres zu Genußzwecken verwenden. Sind dagegen die obersten Bodenschichten verunreinigt, so nimmt das durchsickernde Wasser einen Teil der vorhandenen löslichen Bestandteile mit sich hinab in den Untergrund, und wenn auch bei nicht zu starker Verunreinigung der größte Teil dieser Stoffe durch die reinigende Wirkung der tiefer liegenden Schichten dem Wasser wieder entzogen wird, so muß doch dieses vor seiner dauernden Benutzung zu Genußzwecken einer chemischen Untersuchung unterzogen werden. Die chemische Zusammensetzung des aus verschiedenen Wasserstockwerken entnommenen Wassers kann sehr verschieden sein.

§ 9. Quellen. Tritt das Grundwasser an irgend einer Stelle der Erdoberfläche zutage, so entsteht eine Quelle, mit welchem Wort in der Regel der Begriff sichtbaren Fließens oder Sprudelns verbunden wird. Dieser innige Zusammenhang zwischen den Quellen und dem Grundwasser erklärt auch den Umstand, daß die Ergiebigkeit der meisten Quellen erheblichen Schwankungen unterliegt, weil die Grundwasserstände ebenfalls solchen ausgesetzt sind. Viele Quellen liefern gerade dann sehr wenig Wasser, wenn während der Sommerzeit der Wasserbedarf am größten ist; selbst ausgedehnte Wassermessungen können nur ausnahmsweise über die Nachhaltigkeit des Ausflusses einer Quelle Gewißheit geben.

Abb. 5. Schichtquelle.

Gewöhnlich werden die Quellen nach der Art und Lagerung des Gesteins, aus dem sie entspringen, bezeichnet. Ist die undurchlässige Schicht *u* (Abb. 5), auf der sich das durch poröse Schichten *d* eingedrungene Niederschlagswasser ansammelt, geneigt und wird sie von einem Tal angeschnitten, so dringt bei *Q* das Grundwasser als Schichtquelle hervor.

Diese Schichtquellen werden zu Überfallquellen (Abb. 6), wenn die undurchlässige Schicht eine muldenförmige Lagerung hat, und das in dieser Mulde sich ansammelnde Wasser über die Ränder austritt.

Reichen dagegen Schluchten bis unter den Spiegel des in jener Mulde angesammelten Grundwassers hinab, so entstehen daselbst Spaltquellen (Abb. 7), während Ver-

werfungsquellen (Abb. 8) an den Bruchlinien der Verwerfungen dann zu Tage treten, wenn eine durchlässige Schicht neben einer undurchlässigen abgesunken ist und die in erstere eindringenden Niederschläge beim Abwärtsfließen an der Verwerfungswand sich aufstauen.

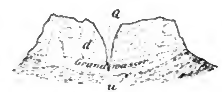
Abb. 6. Überfallquelle.

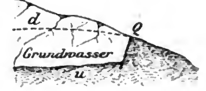


Abb. 7. Spaltquelle.

Abb. 8. Verwerfungsquelle.







Aufsteigende Quellen bilden sich, wenn Tiefengrundwasser (s. S. 248) bei entsprechender Steigung des Hinterlands einen Druck auf die es überlagernde undurchlässige Schicht ausübt und diese durchbrochen wird. Die Bildung sprudelnder Quellen durch natürliches Aufsteigen von Tiefengrundwasser findet sich besonders in vulkanischen Gegenden, wobei das Wasser häufig aus so großer Tiefe emporsteigt, daß es einen hohen Wärmegrad besitzt. Derartige warme und heiße Quellen sind in der Regel Mineralquellen und dienen Heilzwecken.

Abb. 9. Artesischer Brunnen.



Ist eine wasserführende, keine natürlichen Abflüsse besitzende Schicht *d* (Abb. 9) von aufsteigender oder muldenförmiger Gestalt von zwei wasserdichten Schichten *u* eingeschlossen, und wird die obere bei *b* durchbohrt, so steigt das Wasser in dem Bohrloch in die Höhe und bei genügendem Druck bis über die Bodenoberfläche. In diesem Fall entsteht ein artesischer Brunnen, dessen Name von der französischen Grafschaft Artois herrührt, wo derartige Brunnen zuerst aufkamen.

C. Wasserwerke. Geschichtliches. Anordnung im allgemeinen. Voruntersuchungen.

§ 10. Geschichtliche Entwickelung. Seit mehr als viertausend Jahren sind die Menschen bemüht, für ihre Wohnsitze gutes Wasser zu beschaffen und bereit zu halten, fast ebenso alt sind die großen Wasserbecken, die man, beispielsweise in Indien, behufs Bewässerung der Ländereien geschaffen hat. Eingehende Besprechungen der älteren Wasserversorgungen sind hier ausgeschlossen, einige lehrreiche Hauptpunkte sollen aber hervorgehoben werden, zunächst die von den Juden schon vor Beginn unserer Zeitrechnung hergestellten Werke [13]).

Jerusalem liegt nicht fern von einer Wasserscheide auf felsigem Untergrunde, die Stadt war und ist deshalb wasserarm. Man war namentlich auf das Sammeln von Regenwasser angewiesen. Hierzu dienten Zisternen, die man im Felsen birnförmig aushölte und oben mit Steinplatten abdeckte. Für den öffentlichen Gebrauch wurden

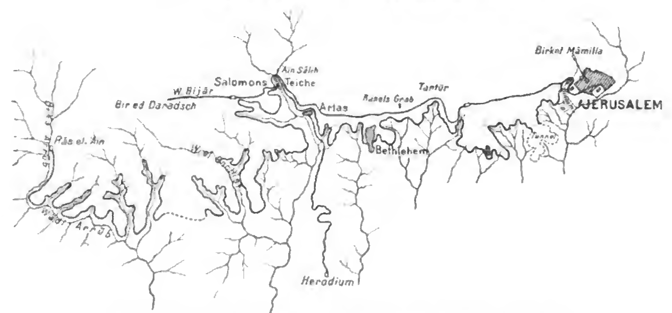
[13]) Ausführliches findet man in Merckel, »Die Ingenieurtechnik im Altertum«. Berlin 1899.

einzelne Brunnen ausgeschachtet; in trockenen Zeiten versagten jedoch Zisternen und Brunnen. Größere Wassermengen ließen sich aus den Quellen der Nachbarschaft entnehmen und in Teichen aufspeichern [14]). Die Teiche wurden soweit möglich in der Nähe der Quellen angelegt, durch Erd- und Felsarbeit ausgetieft und gewöhnlich durch starke Mauern begrenzt. Mitunter hat man ihnen das Wasser entfernt liegender Quellen zugeleitet, nicht selten in unterirdischen Gängen, also in Tunneln.

Aus den öffentlichen Behältern wurde das Wasser in Krügen oder Schläuchen durch Wasserträger oder Lasttiere nach den Verbrauchsstellen befördert. Nur ein einziges Bauwerk Jerusalems war mit fließendem Wasser versorgt: der berühmte Tempel, dessen Vorhof aus drei noch jetzt bestehenden großen Teichen, den Teichen Salomons, Wasser erhielt. Diese Teiche sind hintereinander und einer höher als der andere angelegt, sie sind insgesamt (rund) 400 m lang und haben eine durchschnittliche Breite von 60 m. Gespeist werden sie teils aus den Quellen eines nahen Tales, teils aus weit



Abb. 10. Leitung des Wassers der Teiche Salomons nach Jerusalem.



Maßstab fehlt. Als Länge der Luftlinie zwischen den äußersten Quellen und Jerusalem wird »5½ Stunden Weglänge« (das sind etwa 30 km) angegeben.

entfernt liegenden Quellen (Abb. 10). Nach Jerusalem gelangt das Wasser mittels einer oberen und einer unteren Wasserleitung, in beiden mit natürlichem Gefälle. Die untere Leitung ist meist ein überdeckter Kanal, der sich den mancherlei Ausbuchtungen des Geländes anschließt, die obere Wasserleitung war größtenteils getunnelt; ihre Lage steht jedoch nicht genau fest. Das Ganze ist ein vor fast 3000 Jahren begonnenes, großartiges Werk, an dessen Herstellung in verschiedenen Jahrhunderten gearbeitet wurde. Der zwischen dem Dorfe Artas und dem Herodium angelegte Zweigkanal ist durch den König Herodes behufs Bewässerung seiner prächtigen Gärten gebaut.

Die großartige für die Kaiserstadt Rom hergestellte Wasserversorgung ist mit derjenigen für Jerusalem in einigen Punkten verwandt. Man suchte mit Vorliebe hochgelegene Quellen auf, konnte aber bei sehr großem Bedarf Wasser aus Seen und fließenden Gewässern nicht entbehren. Die zehn vorwiegend unterirdisch angelegten, gemauerten Leitungskanäle hatten natürliches Gefälle, meistenteils führten sie das Wasser zunächst

[14]) Bilder von Quellfassungen und Teichen bringt FURRER, Wanderungen durch das heilige Land. 2. Aufl. Zürich 1891.

in große Sammelteiche, damit der Schlamm sich ablagere. Die Bauweise der Leitungen ist insofern eigenartig, als bei Überschreitung von Bachtälern und im Innern der Stadt große, gewölbte Wasserleitungsbrücken (Äquadukte) erbaut wurden; i. J. 100 n. Chr. hatten dieselben im Ganzen eine Länge von 50 km, die unterirdischen Leitungen aber eine solche von 350 km [15]).

Eine wichtige Neuerung bestand in der Einführung einer geregelten Verteilung des Wassers. Aus den Sammelteichen gelangte dasselbe zunächst in gemauerte und überwölbte Behälter, die sog. Wasserkastelle, deren nahezu 250 vorhanden waren. An den Wänden dieser Behälter waren durchgehende bronzene Rohrstutzen reihenweis angebracht, an diese wurden Bleirohre gelötet. Die kleinsten Rohre werden ungefähr 2 cm Durchmesser gehabt haben. Die Wasserkastelle dienten einerseits öffentlichen Zwecken, teils vermittelten sie die Abgabe des Wassers an Privatwohnungen, wobei das Wasser beständig floß. Nach Maßgabe der Weite der Verteilungsrohre wurde ein Wassergeld erhoben.

Wasserleitungen der beschriebenen Art haben die Römer in vielen Provinzen des Reiches angelegt und einige bestehen noch heute.

Die Kulturvölker des Altertums waren beim Bau ihrer Wasserleitungen in erster Linie auf die Verwendung von Steinen angewiesen, dagegen brachte es der Reichtum der mittleren Teile Europas an Waldungen mit sich, daß bei den Wasserleitungen der germanischen Völker das Holz in den Vordergrund trat. Bezüglich der Gewinnung des Wassers war man, wie im Altertum, vorzugsweise auf Quellen und Teiche angewiesen; die Teiche wurden in Bachtälern durch Erbauung eines Erddammes in großer Zahl gebildet; als sog. Feuerteiche waren sie namentlich bei Bekämpfung eines Brandes sehr nützlich.

Die Leitung des Wassers von den Gewinnungsstellen nach den Orten des Verbrauchs wurde durch hölzerne Rohre bewerkstelligt. Diese Verwendung von Rohrleitungen war ein wesentlicher Fortschritt, denn eine solche kann sich innerhalb gewisser Grenzen den Krümmungen, Hebungen und Senkungen des Geländes anschmiegen, sie kann in die Mitte des zu versorgenden Gebiets geführt und dort verzweigt werden. Bei kleineren Abzweigungen traten Metallrohre, vorzugsweise Bleirohre, ergänzend ein.

Auf die hölzernen Rohre dürfen wir etwas näher eingehen; in kleineren Orten werden sie noch heute gebraucht. Man benutzt meistenteils ausgelauchtes Fichtenholz und kann das Ausbohren mit Handbohrern vornehmen. Die Verbindung der einzelnen Stücke läßt sich durch konische Einzapfung bewerkstelligen, auch bei den Verzweigungen. Bei einer Wandstärke gleich dem lichten Durchmesser soll ein Druck von 2 bis 3 Atm. zulässig sein, jedoch schwerlich auf die Dauer. An stark gekrümmten Stellen kann man Zwischenstücke aus Metall verwenden [16]).

Über sonstige Einzelheiten ist folgendes zu bemerken: Falls eine Quelle benutzt wird, muß vor dieser ein kleiner Behälter erbaut werden, damit das Wasser ununterbrochen und vollständig in das Rohr gelangt. Dieser Behälter wird nicht selten überdacht oder überwölbt; auf diese Weise sind die Brunnenstuben entstanden.

An den tief liegenden Stellen der Rohrleitungen steht das Wasser unter einem mehr

[15]) TH. BECK, »Sextus Julius Frontinus« (um 97 n. Chr.). — Dies ist eine der sehr beachtenswerten »historischen Notizen«, die TH. BECK teils im Zivilingenieur, teils in der Zeitschrift des Vereins deutscher Ingenieure veröffentlicht hat. Gesammelt bilden dieselben das Werk »Beiträge zur Geschichte des Maschinenbaues«. Berlin 1899.

[16]) Näheres über »Sonstige Rohre für Wasserversorgungen« s. »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, 4. Aufl., III. Teil, III. Bd., S. 373.

oder weniger starkem Druck; wenn man daselbst Pfosten mit Ausgüssen anbringt, entstehen fließende Brunnen, falls man nicht etwa Springbrunnen bevorzugt. In Städten hat sich der Marktbrunnen zu einem wichtigen und künstlerisch ausgebildeten, von einem großen Wasserbehälter umgebenen Bauwerk gestaltet.

Beschaffung des Wassers aus hochliegenden Gewinnungsstellen war aber vielerorts nicht ausführbar, dann mußten zahlreiche Brunnen oder, wenn der Untergrund brauchbares Wasser nicht lieferte, Regenwasserzisternen hergestellt werden und zwar nicht allein für die einzelnen Wohnungen, sondern auch für öffentlichen Gebrauch. Das Wasser wurde in der Tiefe mit Kübeln, die man mit einfachen Vorrichtungen in die Höhe beförderte, geschöpft. Derartige sog. Ziehbrunnen sind noch heute hier und da üblich. — Wassermangel war an manchen Orten nicht selten, dann wurde das Wasser in Tonnen mit Zugtieren geholt; auch dies kommt noch jetzt vor.

§ 11. Wasserwerke der neueren Zeit. In den beiden ersten Jahrhunderten der neueren Zeit wurde in verschiedener Weise versucht, Wasser auf größere Höhen mit Maschinen zu heben. Als Kraftmaschine stand das Wasserrad zur Verfügung; es ist nachgewiesen, daß auch das oberschlächtige Wasserrad schon im Mittelalter bekannt war. Von Wasserhebemaschinen kannte man Paternosterwerke, Wasserschnecken, Saug- und Druckpumpen, sie wurden aus Holz mit sparsamer Verwendung von Metall gebaut. Für größere Förderhöhen waren sie teils von vorn herein, teils wegen der Übelstände, die dem Holze anhaften, nicht geeignet. Man stellte nun Zwischenbehälter in verschiedenen Höhen her und hob das Wasser stufenweise, also zunächst in den ersten Behälter, von diesem in den zweiten usw. Einzelheiten findet man an den unten bezeichneten Stellen[17]. Das älteste für eine deutsche Stadt ausgeführte Pumpwerk mit ansehnlicher Förderhöhe stammt aus dem Ende des sechzehnten Jahrhunderts. Es zeigt drei nebeneinander stehende Saugpumpen, die Zylinder für die Kolben sind von Messing, die Steigrohre von Holz. Der Name der Stadt ist nicht genannt[18], auch die Förderhöhe ist nicht angegeben. Es dürfte sich um ungefähr 15 m Förderhöhe gehandelt haben, denn noch heute ist dieselbe bei Saugpumpen auf etwa 20 m beschränkt. Größere Höhen erzielte man unter anderen bei dem Wasserwerke an der Nôtre-Dame-Brücke zu Paris im Jahre 1670, bei welchem Saugpumpen das Wasser in einen Zwischenbehälter fördern, aus diesem führen Druckpumpen dasselbe dem bleiernen Steigrohre zu; die Förderhöhe ist rund 25 m. Steigrohre aus Blei hatte auch das kräftige im Jahre 1700 erbaute Pumpwerk für die Springbrunnen im Schloßgarten zu Herrenhausen bei Hannover.

Die ersten gußeisernen Rohre sollen im Jahre 1672 von Francini gegossen sein, sie bürgerten sich aber langsam ein und wurden geraume Zeit nur in den Verteilungsnetzen verwendet. Bei den Saug- und Druckrohren der Pumpwerke bevorzugte man Blei, Messing und Kupfer. Später haben gußeiserne Rohre zur Vervollkommnung der Wasserwerke viel beigetragen.

Das achtzehnte Jahrhundert brachte die Ausbildung der Dampfmaschine des James Watt, dessen erste für dauernden Betrieb geeignete Maschine im Jahre 1766 vollendet wurde[19]. Watts Dampfmaschinen dienten anfangs hauptsächlich der Wasserförderung aus Bergwerken, für städtische Wasserversorgungen sind sie wohl erst im neunzehnten

[17]) Th. Beck bespricht unter anderen: Ein von Agricola beschriebenes Pumpwerk für einen Schacht aus dem Jahre 1540. A. a. O. S. 138. — Ferner die s. Z. berühmte, aus derselben Zeit stammende Augsburger Maschine mit einer Wasserschnecke zwischen je zwei Behältern. Daselbst S. 180.

[18]) Derselbe. A. a. O. S. 394.

[19]) Derselbe. A. a. O. S. 545.

Jahrhundert, dann aber mit großem Erfolg verwendet. Dies Jahrhundert brachte auch einen anderen wesentlichen Fortschritt, indem mit Hilfe der Bohrtechnik und schmiedeiserner Rohre das Tiefengrundwasser erschlossen wurde.

Von den Folgen der besprochenen Erfindungen sind nachstehende hervorzuheben:

1. Verschiedene Arten der Beschaffung des Wassers erhielten eine weit größere Ausdehnung als früher. Neben der erfolgreichen und sehr wichtigen Erschließung des Tiefengrundwassers durch Rohrbrunnen wurde infolge Einführung kräftiger Wasserhebemaschinen die Verwendung des Wassers der Flüsse und Landseen für die Versorgnng der an ihren Ufern liegenden Orte erheblich erleichtert. Ein hierbei anfangs vorhandener Übelstand ließ sich beseitigen: Für eine gründliche Reinigung des Flußwassers genügten die schon den Römern bekannten Ablagerungsbecken nicht, es wurde die Herstellung großer Filter (Massenfilter) erforderlich. Diesen Fortschritt hat man erst im vergangenen Jahrhundert gemacht. Auch Seewasser muß in der Regel filtriert werden, bevor es für den Hausgebrauch genügt.

2. Bei Maschinen, namentlich bei Dampfmaschinen, ist es vorteilhaft, wenn sie ständig und gleichmäßig arbeiten. Der Wasserverbrauch einer Stadt ist aber großen Schwankungen unterworfen, schon wegen des Wechsels von Werktagen und Sonntagen, aber auch sonst. Durch Aufspeicherung und Bereithalten einer ansehnlichen Wassermenge werden diese Schwankungen ausgeglichen. Ausgleichbehälter sind ein wesentlicher Bestandteil der neueren Wasserwerke geworden; sie sind den römischen Wasserkastellen nahe verwandt. Auch größere Quellwasserleitungen erhalten derartige Behälter.

3. Durch Herstellung eines Behälters, nötigenfalls durch Vermehrung ihrer Zahl kann erreicht werden, daß selbst hohe Gebäude eines Orts in allen Geschossen Tag und Nacht Wasser erhalten; auch bei Bekämpfen von Bränden spielen die aufgespeicherten Wassermengen eine wichtige Rolle. Diese Anforderungen bedingen eine hohe Lage der Ausgleichbehälter und sie verdienen ihren gewöhnlichen Namen: Hochbehälter. Wenn dann der Ort der Wasserbeschaffung tief liegt, erwachsen den Pumpwerken der Dampfmaschinen recht ansehnliche Förderhöhen; bei einer weiter unten zu besprechenden Ausführung für die Stadt Solingen ist die Förderhöhe beispielsweise 170 m.

4. Nun ist noch der großen Verbreitung der heutigen Wasserversorgungen zu gedenken. Nicht allein für die deutschen Städte, sondern auch für zahlreiche Dörfer sind Wasserwerke erbaut und in geeigneten Fällen hat man Wasserwerke für eine Gruppe von Ortschaften hergestellt. Diese Gruppenwasserversorgungen waren für die Ortschaften der Rauhen Alp ein unabweisbares Bedürfnis, neuerdings sind sie in Rheinhessen mit großem Erfolge ausgeführt [20].

Von den verflossenen drei Jahrhunderten hat jedes einen großen Fortschritt für die Wasserversorgung gebracht: das siebzehnte die eisernen Rohrleitungen, das achtzehnte die Dampfmaschine, das neunzehnte den Rohrbrunnen. Im laufenden Jahrhundert ist die Elektrotechnik in den Vordergrund getreten. Umwälzungen im Wasserversorgungswesen dürfte dieselbe nicht im Gefolge haben, wir verdanken ihr aber schon jetzt nennenswerte Vervollkommnungen bei den Einzelheiten der Wasserwerke.

[20] B. v. Böhmer, Die Wasserversorgung des Bodenheimer Gebietes. Mainz 1905.
» » » des Selz-Wiesbach-Gebietes. München 1906.
» » » des Seebach-Gebietes. München 1906.
» » » des Rhein-Selz-Gebietes. München 1907.

§ 12. Anordnung der Wasserwerke im allgemeinen. Im Anschluß an das Vorstehende kann man die Technik der Wasserversorgung einteilen wie folgt:

A. Gewinnung und Entnahme des Wassers.

Hierbei kommen in Betracht:

das Regenwasser,
das Grundwasser und zwar außer dem oberen auch das Tiefengrundwasser,
das Quellwasser,
das Wasser der Bäche,
das Flußwasser,
das Wasser der natürlichen Seen.

Man spricht von einer Gewinnung des Wassers, wenn ein Sammeln kleiner Wassermengen vor der Entnahme stattfindet.

Die Entnahme des Wassers der Bäche nimmt insofern eine eigenartige Stellung ein, als das Bachwasser in Teichen oder in Sammelbecken durch Erbauung von Stauwerken *aufgespeichert* wird.

B. Reinigung des Wassers.

Ein Reinigen ist bei Verwendung von Flußwasser stets, bei Verwendung des Regenwassers und des Wassers der natürlichen Seen und der Sammelbecken oft erforderlich. Es geschieht, wie bei anderer Gelegenheit bereits erwähnt ist, hauptsächlich durch Ablagerung und durch Filterung. Stark eisenhaltiges Grundwasser erfordert eine »Enteisenung«. Das Filtrieren des Wassers im Kleinen und das Destillieren desselben liegen außerhalb des Rahmens des Wasserbaues.

C. Zuleitung des Wassers.

Die Leitung des Wassers vom Gewinnungsort nach den Stellen des Verbrauchs kann bei genügender Höhenlage des ersteren mit natürlichem Gefälle erfolgen. Wenn dagegen der Ort der Gewinnung tief liegt, müssen Pumpwerke und Rohrleitungen angelegt werden.

D. Aufspeicherung des Wassers.

Bei der Aufspeicherung des Wassers sind zwei Gruppen von Bauwerken zu unterscheiden. Zu der ersten gehören die *Teiche* und die *Sammelbecken*. An einer Seite werden die Teiche meistenteils durch *Staudämme*, die großen Sammelbecken aber durch riesige, gewöhnlich *Talsperren* genannte Mauern begrenzt. Die übrigen Behälter sind hauptsächlich entweder massive oder eiserne. Es soll nicht unerwähnt bleiben, daß im vergangenen Jahrhundert der Bau der Behälter infolge der Massenerzeugung guter Zemente große Fortschritte gemacht hat. Für die Wasserdichtheit der Talsperren ist ein tadelloser Zement Vorbedingung, auch beim Bau massiver Behälter aus sog. *Stampfbeton* ist guter Zement unentbehrlich.

Auch auf die Fortschritte, welche die Ausbildung des sog. *Eisenbetons*, also die Verstärkung des Stampfbetons durch eingelegte Eisenstangen, unter andern für den Bau der Behälter mit sich gebracht hat, mag hier vorläufig hingewiesen werden. Einige diesen Gegenstand betreffende Werke sind unten namhaft gemacht[21]).

E. Verteilung des Wassers.

Die Verteilung des Wassers nach den einzelnen Stellen des Verbrauchs erfolgt in der Regel durch ein von einem Behälter ausgehendes sog. *Rohrnetz*. Dasselbe wird

[21]) Weder, Leitfaden des Eisenbetonbaues. Leipzig 1906. — von Emperger, Handbuch für Eisenbetonbau. Berlin 1907.

mit zahlreichen Vorrichtungen zum Absperren des Wassers, zum Regeln des Ausströmens und dgl. mehr ausgestattet. Bezüglich der Technik sind Zuleitung und Verteilung des Wassers nahe verwandt. Es handelt sich bei beiden um Wasserleitungen, deren Verwendung übrigens das Gebiet der Wasserversorgung weit überschreitet.

Für den vorliegenden Zweck sollen nun die vorerwähnten Gegenstände folgendermaßen gruppiert werden:

Gewinnung und Entnahme des Wassers,
Reinigung und Aufspeicherung desselben,
Wasserleitungen,
Zuleitung und Verteilung des Wassers.

Ehe hierauf näher eingegangen wird, sind einige Voruntersuchungen zu erörtern. Diese betreffen:

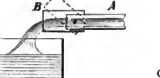
das Messen kleiner Wassermengen,
den Wasserverbrauch,
die Anforderungen an die Beschaffenheit des Wassers,
die Druckhöhen und Druckzonen.

§ 13. Messen kleiner Wassermengen. Die Wassermengen, welche bei Wasserversorgungen in Betracht kommen, sind klein im Vergleich mit den Wassermengen der Flüsse, nur die Ermittelung der erstern ist an dieser Stelle zu besprechen. Man pflegt sekundlich abfließende Mengen oft in Litern, also in Sekundenlitern (l/sek oder sl) anzugeben.

Ein etwas umständliches, aber genaues Verfahren ist das Auffangen des ausfließenden Wassers in einem geeichten Behälter unter Beobachtung der zur Füllung desselben erforderlichen Zeit. Wenn ein geeichtes Gefäß nicht zur Verfügung steht, kann man den Inhalt durch Wiegen genau genug ermitteln.

Diese unmittelbare Messung wird bei Feststellung der aus Quellen, Drains, sowie kleinen natürlichen und künstlichen Gerinnen in einer Sekunde abfließenden Wassermenge Q angewendet und besteht darin, daß man das Wasser mittels eines Gerinnes A (Abb. 11), dessen vorderes bewegliches Ende B das Wasser entweder in das Gefäß oder neben dieses fließen läßt, dem Eichgefäße C zuführt. Dann ist, wenn Q_1 die in dem Gefäß gesammelte Wassermenge und t die zur Ansammlung erforderliche Zeit in Sekunden bezeichnet,

Abb. 11. Unmittelbare Messung.



$$Q = \frac{Q_1}{t}.$$

Gewöhnlich werden die Abflußmengen A aus dem Durchflußquerschnitt F des Wasserkörpers und der mittleren Geschwindigkeit v des Wassers ermittelt. An den einzelnen Stellen des Durchflußquerschnitts ist nämlich die Geschwindigkeit nicht die gleiche und man führt sehr oft als mittlere Geschwindigkeit diejenige ein, welche an allen Stellen des Querschnitts herrschen würde, wenn jene Verschiedenheit nicht vorhanden wäre.

Es ist
$$Q = F \cdot v, \tag{1}$$

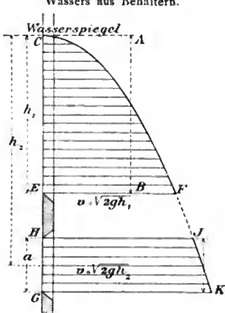
somit
$$v = \frac{Q}{F} \quad \text{und} \quad F = \frac{Q}{v}.$$

Wenn F in qm gegeben ist und v in m/sek, erfolgt Q in cbm/sek.

Bei Wassermessungen handelt es sich oft um den Ausfluß des Wassers aus Behältern, deren eine Seite durch eine lotrechte Wand begrenzt ist. Zunächst wird ein gleich-

bleibender Wasserspiegel vorausgesetzt. Das Wasser ströme entweder aus einer Mündung *HG* (Abb. 12), die an allen Seiten begrenzt ist, oder aus einem oben offenen Einschnitt *CE*. Die Größen *F* der Durchflußöffnungen werden durch Messung ermittelt. Zur Bestimmung der Geschwindigkeit v dient folgendes:

Abb. 12. Theoretischer Ausfluß des Wassers aus Behältern.



Theoretisch ist die Geschwindigkeit v des aus einer kleinen Öffnung und in einer Tiefe, also mit einer Druckhöhe $= h$, ausfließenden Wassers gleich der Geschwindigkeit eines bei der Höhe h frei herabfallenden Körpers, somit

$$v = \sqrt{2g \cdot h}, \tag{2}$$

h nennt man die Geschwindigkeitshöhe, diese ist gleich $\frac{v^2}{2g}$. Mit g bezeichnet man bekanntlich die Beschleunigung des freien Falls, für Deutschland ist $g = 9{,}81$.

Zahlenwerte der Geschwindigkeiten kann man durch gerade Linien von entsprechender Länge (sog. Geschwindigkeitslinien) veranschaulichen. In Abb. 12 ist dies zwischen *C* und *E*, auch zwischen *H* und *G* geschehen. Die rechtsseitigen Endpunkte jener Linien sind miteinander verbunden. Auf diese Weise wird für eine normal zur Bildfläche gemessene Breite $= 1$ die aus dem Einschnitt strömende theoretische Wassermenge durch den Parabelabschnitt *CEF* und die aus der Mündung *HG* strömende durch das Trapez *GHJK* (genau genug) anschaulich gemacht.

Die Lage der ausfließenden Wasserfäden stimmt aber von vornherein mit der Lage der Geschwindigkeitslinien nicht überein. Das Wasser strömt den Öffnungen auch seitlich zu und das verursacht eine Kontraktion (Einschnürung) des ausfließenden Wasserkörpers. Die Größen der Ausflußöffnungen kommen somit nicht ungeschmälert zur Wirkung. Hauptsächlich, aber nicht ausschließlich, infolge dieses Umstandes erhält man die wirklichen Ausflußmengen erst dann, wenn man die theoretischen Mengen mit sog. Ausflußbeiwerten (Ausflußzahlen) multipliziert. Diese Zahlen werden durch Versuche ermittelt und sind stets kleiner als 1. Wenn man die Ausflußzahl mit μ bezeichnet, ist sonach die wirkliche Ausflußmenge

$$Q = \mu \cdot F \sqrt{2g \cdot h}. \tag{3}$$

Die Ausflußzahl μ ist abhängig in erster Linie von der Form der Umrahmungen der Öffnungen und in zweiter Linie davon, ob das Wasser beim Ausfluß wenig oder stark eingeengt wird; es kommen aber noch verschiedene andere Umstände in Betracht. Das Nachstehende bringt Näheres.

Ausfluß aus Mündungen. Die bei Wassermessungen benutzten Mündungen pflegen kreisrund zu sein, a sei der Durchmesser eines solchen Kreises, h_2 der Abstand seines Mittelpunkts vom Wasserspiegel (die Druckhöhe), dann ist $F = a^2 \cdot \frac{\pi}{4}$ und die mittlere Geschwindigkeit $v = \sqrt{2g \cdot h_2}$. Abb. 12 ergibt das ohne weiteres.

Somit ist

$$Q = \mu \cdot a^2 \cdot \frac{\pi}{4} \sqrt{2g} \cdot \sqrt{h_2}.$$

Mit $\sqrt{2g} = 4{,}43$ erhält man

$$Q = 3{,}48 \cdot \mu \cdot a^2 \sqrt{h_2} \cdot$$

Bei Mündungen, die nahe unter dem Wasserspiegel liegen, liefert diese Formel genaue Ergebnisse nicht, man kann dieselbe jedoch verwenden, solange h_2 größer als a ist.

Bei Mündungen ist die Einschnürung (Kontraktion) des Wassers eine allseitige (vollkommene) und das beeinträchtigt die Ausflußmengen. Bei Anwendung von Mundstücken oder von Ansatzrohren entstehen trotzdem große Ausflußzahlen; hierüber bringt das Taschenbuch der »Hütte« Näheres. Kleine Ausflußzahlen ergeben sich, wenn man die Kanten der Öffnungen zuschärft, in Abb. 12 ist dies angedeutet; als unterste Grenze kann $\mu = 0{,}60$ angenommen werden.

Unter den Anwendungen kreisförmiger Mündungen ist zunächst die Messung mittels sog. Wasserzolle zu nennen. Hierbei werden in einer vertikalen Blechwand kreisrunde, gleichgroße Öffnungen derart angebracht, daß ihre Mittelpunkte in einer Höhe liegen und von diesen werden so viele geöffnet, bzw. mit Korken geschlossen, als zur Erzielung bestimmter Druckhöhen nötig ist. Diese und die Zahl und Größe der Öffnungen ergeben die Wassermenge. Eine 2 cm weite Öffnung in einer 17 mm dicken Wand hat mit 5 cm Druck beispielsweise eine Abflußmenge von 20 cbm in 24 Stunden geliefert. Hieraus ergibt sich eine Wassermenge Q von 23 sl. Wenn man ferner die Ausflußzahl μ berechnet, findet man aus $Q = 3{,}48\, \mu \cdot a^2 \sqrt{h_2}$

$$\mu = 0{,}742.$$

Dies läßt vermuten, daß man bei diesen Versuchen die Kanten der Mündungen nicht zugeschärft, sondern abgerundet hat.

Wasserzolle soll man früher bei Bewässerungen nicht selten benutzt haben, um dem Eigentümer eines Grundstücks bestimmte Wassermengen zuzuteilen; neuerdings dürften sie wenig Anwendung finden.

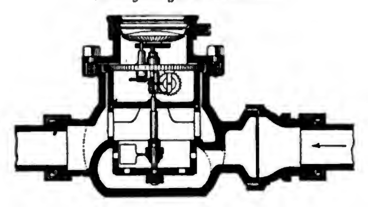
Ausfluß aus Mündungen ist auch bei den Apparaten vorhanden, mit welchen man die Menge des namentlich in Gebäuden verbrauchten Wassers ermittelt; die Wassermenge wird in diesem Fall unmittelbar gemessen. Am häufigsten kommen Flügelrad-Wassermesser[22]) vor, sie werden in Deutschland von SIEMENS & HALSKE in Berlin seit 1858 hergestellt. Das zufließende Wasser trat zunächst durch ein, Unreinlichkeiten abhaltendes Sieb, strömte dann durch Öffnungen des Flügelradgehäuses in schiefer Richtung gegen das hierdurch bewegte Flügelrad und floß hierauf nach der Ausflußöffnung. Der über dem Flügelrade befindliche obere Raum, nach welchem die senkrechte, zu einem Zählwerk führende Welle geht, wurde zur Erleichterung leichten Ganges und zur Verhinderung des Einfrierens mit Öl gefüllt. Die Umdrehungszahl des Flügelrades für 1 cbm Wasser, die je nach der verschiedenen Anordnung der Flügelräder zwischen 6000 und 30000 schwankt, betrug über 11000.

Bei der nunmehr vervollkommneten Bauart der SIEMENS-Wassermesser für 2 bis 20 cbm stündliche Durchflußmenge ist von der doch nicht lange anhaltenden Ölfüllung der Zahlkammer abgesehen worden, so daß diese Messer zu den sog. Trockenläufern gehören. Sie entsprechen den von dem Deutschen Verein der Gas- und Wasserfachmänner aufgestellten Grundsätzen; solche Wassermesser werden als »Normalmesser« bezeichnet. Bei der Auswahl der Größe der Flügelradmesser ist mit Vorsicht zu verfahren, weil große Messer bei kleiner Entnahme erhebliche Minderangaben machen, während zu kleine Messer namhafte Druckverluste verursachen.

Dem SIEMENSschen Wassermesser sehr ähnlich und viel verbreitet ist derjenige der Aktiengesellschaft H. MEINECKE in Breslau, der in Abb. 13 dargestellt ist.

[22]) Vgl. »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, 4. Aufl., III. Teil, III. Bd., das IV. Kap., S. 338 bis 342, dem auch die Abb. 13 entnommen ist.

Überfälle. Durch Herstellung eines Einschnitts CE (Abb. 12, S. 259) in der Wand eines Wasserbehälters mit gleichbleibendem Wasserspiegel entsteht ein Überfall und zwar, wenn das Wasser in die Luft, also nicht teilweise unter Wasser abfließt, »ein vollkommener Überfall« (Abb. 14). Wenn man einen solchen zu Wassermessungen ver-


Abb. 13. Flügelrad-Wassermesser.

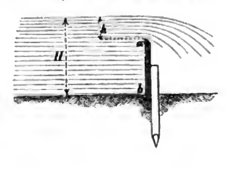


Abb. 14. Vollkommener Überfall.

wendet, stellt man bei a eine zugeschärfte Kante durch Anbringen eines Flacheisens her. Die Breite des Überfalls sei b, die Wassertiefe h_1 (Abb. 12); die letztere wird in einiger Entfernung von der Wand ermittelt, weil der im übrigen horizontale Wasserspiegel in der Nähe der Wand sich senkt. Die Berechnung der Ausflußmengen wird hierdurch nicht beeinflußt, somit ist $F = b \cdot h_1$.

Die mittlere Geschwindigkeit v ergibt sich durch Anwendung des Satzes, daß der Flächeninhalt eines Parabelabschnitts gleich zwei Dritteln des Inhalts eines umschriebenen Rechtecks ist. In dem Rechteck $ABEC$ (Abb. 12) ist somit $AC = BE = \frac{2}{3} EF$, also $v = \frac{2}{3}\sqrt{2g \cdot h_1}$.

Sodann erhält man theoretisch

$$Q = b \cdot h_1 \cdot \tfrac{2}{3}\sqrt{2g \cdot h_1}$$

die wirkliche Ausflußmenge ist aber

$$Q = \tfrac{2}{3}\mu \cdot b \cdot h_1 \sqrt{2g \cdot h_1} = \tfrac{2}{3}\mu \cdot b\sqrt{2g} \cdot h_1^{\frac{3}{2}}. \qquad (4)$$

Dies ist eine oft gebrauchte Formel.

Der vorstehend vorausgesetzte horizontale Wasserspiegel ist bei Teichen und Sammelbecken vorhanden, wenigstens annähernd und genau genug. Meistenteils handelt es sich aber darum, die Wassermengen kleiner fließenden Gewässer zu ermitteln. Wenn dann das Wasser mit einer Geschwindigkeit v_1 an den Überfall gelangt, addiert man zu dessen Wassertiefe die jener Geschwindigkeit entsprechende Geschwindigkeitshöhe $k = \frac{v_1^2}{2g}$ und erhält:

$$Q = \tfrac{2}{3}\mu \cdot b\sqrt{2g}\,(h_1 + k)^{\frac{3}{2}}. \qquad (5)$$

Kleine Zuströmungsgeschwindigkeiten darf man vernachlässigen, für $v_1 = 0{,}5$ m ist k beispielsweise nur 0,003 m.

In Bächen schwankt die Höhenlage des Wasserspiegels, das hat die Herstellung von Meßvorrichtungen veranlaßt, welche diese Schwankungen selbstwirkend aufzeichnen. Zunächst wird der Bach neben der in Abb. 14 angedeuteten Stauwand mit lotrechten hölzernen Wänden von beispielsweise 5 bis 6 m Länge begrenzt, deren Abstand gleich der Breite des Überfalls (4,0 m) ist. Neben einer der Wände befindet sich an ihrem oberen Ende ein bis auf die Sohle des Baches hinabreichendes kleines hölzernes Türmchen, dessen unterer Raum dem Wasser zugänglich ist. Es ist Einrichtung getroffen, daß die Bewegungen eines daselbst befindlichen Schwimmers auf einem Papierbande in natürlicher

Größe aufgezeichnet werden. Einen derartigen Apparat nennt man einen selbstschreibenden Pegel. Die Höhenlagen des Wasserspiegels lassen sich nun regelmäßig feststellen und aus den hieraus ermittelten Wassertiefen des Überfalls ergeben sich die Abflußmengen in bereits besprochener Weise. Bei geringer Geschwindigkeit des ankommenden Wassers ist für diese Vorrichtung $\mu = 0{,}78$ in zuverlässiger Weise ermittelt [23]). Derartige Ermittelungen müssen mindestens ein ganzes Jahr lang durchgeführt werden.

Die Bestimmung der Wassermengen der Bäche ist eine Grundlage für den Entwurf der Sammelbecken. Man kann übrigens diese Messungen auch mit den hauptsächlich bei größeren Gewässern benutzten Hilfsmitteln, welche im Abschnitt »Fließende Gewässer« besprochen werden, bewerkstelligen.

§ 14. Wasserverbrauch. (Erforderliche Wassermenge.) Die zur Versorgung einer Stadt erforderliche Wassermenge richtet sich nach den Bedürfnissen der Bewohner, den an öffentliche Einrichtungen, wie Badeanstalten, Springbrunnen u. dgl. gestellten Ansprüchen, nach dem Umfange des gewerblichen Betriebes, nach dem Preise des Wassers und nach der Art seiner Abgabe. Denn wenn die Wasserabgabe nicht unter Anwendung von Wassermessern, sondern nach fester Vergütung erfolgt, wobei die Bewohner freien Spielraum in der Wasserbenutzung haben, so ist der Verbrauch ein viel größerer, als wenn das Wasser nach der wirklich verbrauchten Menge bezahlt werden muß.

Man kann annehmen, daß bei Beseitigung der Wassermesser der Verbrauch in Wohnhäusern mindestens auf das Doppelte, unter Umständen sogar auf das Dreifache steigen würde. Beispielsweise sei bemerkt, daß i. J. 1899 der Verbrauch für Kopf und Tag in Berlin bei Verwendung von Wassermessern 78 l betragen hat, in Lübeck dagegen, wo die Abgabe fast ganz ohne Wassermesser erfolgte, 259 l.

Bei Ermittelung der erforderlichen Wassermenge ist ferner die Vermehrung der Bevölkerung zu berücksichtigen. Die hierfür aufgestellten Formeln haben bei Ausführungen wenig Wert. Man kann indessen berücksichtigen, daß große Städte rascher anwachsen, als kleinere und daß Dörfer nur unter besonderen Umständen ein kräftiges Anwachsen aufweisen. Ortskenntnis ermöglicht ein Einschätzen der voraussichtlichen Bevölkerungszunahme von Fall zu Fall. — Es ist zu empfehlen, den Entwurf einer neuen Anlage so zu bearbeiten, daß eine Erweiterung ohne große Schwierigkeit und ohne Betriebsstörung möglich ist.

a) Tagesverbrauch. Die zu häuslichen Zwecken erforderliche Wassermenge kann zu 35 bis 51 l für Tag und Kopf angenommen werden; doch ist, besonders bei leichter und billiger Wasserbeschaffung, mit einer Verbrauchssteigerung von etwa 20 l zu rechnen.

Großen Schwankungen ist der Wasserverbrauch für gewerbliche Zwecke unterworfen, weil der Umfang und die Art der gewerblichen Betriebe sehr verschieden sind. In mittleren und größeren Städten ist der Bedarf auf 30 l für Kopf und Tag mit einer späteren Steigerung um 10 l, für kleinere Städte dagegen niedriger (bis etwa 15 l) anzusetzen.

Der Wasserverbrauch für öffentliche Zwecke, welcher zwischen 4 und 28 l für Kopf und Tag schwankt, hängt von der Größe, Ausdehnung und Wohlhabenheit der Stadt, von dem Klima und der Leichtigkeit des Wasserbezugs ab.

---

[23]) Näheres, auch die Abbildung einer selbstaufzeichnenden Meßvorrichtung s. MATTERN: Die Ausnutzung der Wasserkräfte. Leipzig 1906. S. 10.

In diesen Zahlen sind jedoch die Wasserverluste nicht einbegriffen, welche durch undichte Stellen im Leitungsnetz u. dgl. entstehen und zwischen 4 und 10 % der ganzen Wasserentnahme betragen. Zu den Verlusten werden auch diejenigen Wassermengen gerechnet, welche zur Spülung des Leitungsnetzes erforderlich sind und zu 0,5 bis 1,5 l für Kopf und Tag anzunehmen sind.

Werden für öffentliche Zwecke, für Wasserverlust und für Spülungen des Rohrnetzes je nach den Verhältnissen der betreffenden Stadt 5 bis 14 l für Kopf und Tag mit einer Steigerung um 10 l angesetzt, so ergeben sich für Orte ohne ausgesprochenen gewerblichen Charakter, bei Anwendung von Wassermessern, für den Tagesverbrauch folgende Zahlen:

für häusliche Bedürfnisse.	35—51 l	mit einer Steigerung auf 55—71 l,
für gewerbliche Zwecke	15—30 l	mit einer Steigerung auf 25—40 l,
für öffentliche Zwecke und Verluste .	5—14 l	mit einer Steigerung auf 15—24 l,
	55—95 l	95—135 l,

wobei von den beiden Grenzwerten 55 und 95 l der erstere für Landgemeinden mit vorwiegend ackerbautreibender Bevölkerung gilt.

Bei den rheinhessischen Gruppenwasserversorgungen, an welchen nur Landgemeinden beteiligt sind, wurden 50 l für jeden Einwohner und jedes Stück Großvieh, ferner 10 l für jedes Stück Kleinvieh mit einem Zuschlage von 10 v. H. für Zunahme der Bevölkerung nach 50 Jahren angesetzt.

Im Handbuche der Architektur findet man unter »Wasserversorgung der Gebäude« nachstehendes:

»Ermittelt man bei umfangreicheren Wasserversorgungen den mittleren Tagesverbrauch für 1 Einwohner, so erhält man folgende Zahlen:

a) auf dem Lande . . . . 45 bis 50 l,
b) in Städten bis zu 5000 Einwohnern. . 50 » 60 l,
c) in größeren Städten . . . . 60 » 100 l,

wobei nicht nur das dem gewöhnlichen Hausverbrauch entsprechende Wasser, sondern auch das Wasser für Begießen von Straßen und Gärten, das Spülen der Kanäle, das Kleingewerbe usw. einbegriffen sind. Nicht einbegriffen ist dagegen ein etwaiger Verbrauch für Springbrunnen und Zierbrunnen aller Art, sowie für größere Fabriken und sonstige Wasser in großen Mengen verzehrende Anlagen.«

Das Verhältnis des durchschnittlichen zu dem größten Tagesverbrauch schwankt zwischen 1 : 1,2 und 1 : 2,9. Als Mittelwert kann 1 : 1,5 angenommen werden. Diese Schwankungen sind im allgemeinen in Städten mit großem Wasserverbrauch für gewerbliche Zwecke geringer, dagegen größer, wenn die Wasserversorgungsanlage vorwiegend den häuslichen Bedarf zu decken hat.

b) Stundenverbrauch. Wie der Wasserverbrauch während der Tage eines Monats ein verschiedener und in den warmen Monaten größer als in den kalten ist, so weist er auch für die einzelnen Stunden ansehnliche Schwankungen auf. Denn während der durchschnittliche Verbrauch in einer Stunde $\frac{100}{24}$, d. h. etwas über 4 % der Tagesmenge beträgt, steigt er am Tage auf 6 bis 7 % und geht in den Nachtstunden bis auf 1 % des Tagesverbrauchs herunter.

Da nun der größte Tagesverbrauch im Mittel das 1,5 fache des durchschnittlichen beträgt, so muß ein Wasserwerk stündlich das $1\frac{1}{2}$fache jener 6 bis 7 %, d. h. etwa 9 bis 10 % oder rund ein Zehntel des mittleren Tagesverbrauchs zu liefern imstande sein.

§ 15. Anforderungen an die Beschaffenheit des Wassers. Das zu verwendende Wasser muß nicht allein in ausreichender Menge vorhanden sein, sondern auch gewissen Bedingungen genügen, die sich auf seine chemische, bakteriologische und mikroskopische Beschaffenheit, sowie auf seinen Wärmegrad beziehen. Diese Bedingungen lassen sich wegen der mannigfaltigen Beschaffenheit des in der Natur vorkommenden Wassers und der verschiedenen zu erfüllenden Ansprüche nicht einheitlich festsetzen; doch soll das als Genußmittel dienende Wasser eine für den Geschmack angenehme, möglichst wenig wechselnde Wärme von 9 bis 12° C haben, klar, farb- und geruchlos sein und vor allem nicht durch Auslaugeprodukte faulender tierischer Abfallstoffe, die man zweckmäßig kurz »Bodenlauge« nennt, verunreinigt sein. Ein derartiges Wasser pflegt man kurz Trinkwasser zu nennen. Die Ermittelung der genannten Verunreinigungen ist Sache des Chemikers. Finden sich in einem Wasser Ammoniumverbindungen, Chloride nicht mineralischer Herkunft, salpetrigsaure Salze und viel organische Substanzen, so ist anzunehmen, daß das Wasser durch frische Bodenlauge verunreinigt und daher in ungekochtem Zustande als Trinkwasser unbrauchbar ist. Wasser, welche alte (mineralisierte) Bodenlauge enthalten, sind durch einen hohen Gehalt an Chloriden und salpetersauren Salzen charakterisiert und weniger schädlich, als Wasser mit frischen Verunreinigungen.

Der Gehalt des Wassers an Kalk und Magnesia wird mit Härte bezeichnet und nach Härtegraden bemessen. In Deutschland entspricht ein Härtegrad ($D \cdot H^{0}$) der Beimengung von 1 Teil Kalk oder der äquivalenten Menge Magnesia auf 100000 Teile Wasser. 1 Teil Magnesia entspricht 1,4 Teilen Kalk. Enthalten also z. B. 1000 ccm Wasser 87,6 mg Kalk und 11,3 mg Magnesia, so ist die Härte des Wassers in deutschen Graden $\frac{87,6 + (11,3 \times 1,4)}{10} = 10,3\ D \cdot H^{0}$.

Nur wenig Kalk besitzendes Wasser schmeckt »weich« und wird nicht so gern getrunken wie hartes Wasser, ist dagegen zu Reinigungszwecken geeigneter, weil bei ihm der Verbrauch an Seife geringer ist. Wasser unter 10 Grad bezeichnet man als weich, ein solches über 20 Grad als hart; die dazwischen liegenden Stufen ergeben mittelhartes Wasser. Für Genußzwecke werden 18 bis 20 Härtegrade am zuträglichsten gehalten.

Die Härte, welche das Wasser bei gewöhnlicher Luftwärme besitzt, wird als Gesamthärte bezeichnet im Gegensatz zu der geringeren bleibenden Härte, die es durch das Kochen erhält. Der Unterschied zwischen beiden ist um so größer, je mehr Kalk oder Magnesia in der Form von doppeltkohlensauern Verbindungen das Wasser enthält, weil bei dessen Erwärmen ein Teil der Kohlensäure entweicht, wodurch eine einfachkohlensaure, im Wasser viel weniger lösliche Verbindung entsteht, so daß Kalk und Magnesia als Kalzium- und Magnesiumkarbonat teilweise ausgeschieden werden und aus diesem Grunde das Wasser alsdann weicher wird. Sowohl für häusliche, als auch für gewerbliche Zwecke, namentlich zur Dampfkesselspeisung und zur Färberei, sowie zum Bewässern von Gartenanlagen ist weiches Wasser viel brauchbarer als hartes.

Eisenhaltiges Wasser ist nur dann ohne vorhergegangene »Enteisenung« durch Lüftung und Filterung verwendbar, wenn sein Eisengehalt nicht mehr als 0,3 mg für das Liter beträgt, weil sich sonst das in dem Wasser als Oxydul aufgelöste Eisen, sobald es mit der Luft in Berührung kommt, in eine unlösliche Verbindung, Eisenoxydhydrat, verwandelt, die sich bei stärkerem Eisengehalt als ein sehr feines braunes Pulver ausscheidet und an den benutzten Gefäßen sowie an Gewebefasern u. dgl. haften bleibt.

Man vergleiche hierzu die Bemerkungen über die Beschaffenheit des Grundwassers in Abschn. B, § 8.

Nicht selten läßt sich Trinkwasser nur in beschränkter Menge beschaffen, während für untergeordnete Zwecke ein weniger gutes Wasser als Nutzwasser zur Verfügung steht. »Als Nutzwasser darf jedes reine, farb- und geruchlose und von Krankheitserregern freie Wasser Verwendung finden; je geringer sein Härtegrad ist, um so besser wird es seinem Zwecke entsprechen.«

Trennung des Trinkwassers vom Nutzwasser bringt zweierlei Wassergewinnungsanlagen und zweierlei Leitungen mit sich.

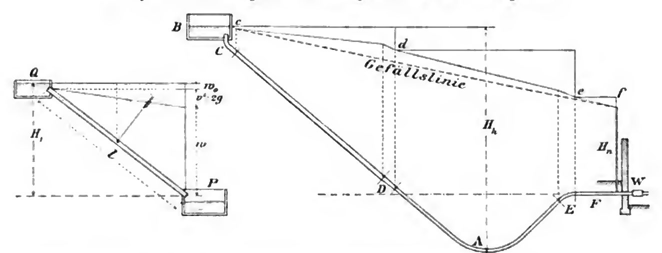
§ 16. Druckhöhen und Druckzonen.

a) Druckhöhen. Die in § 13 vorläufig erwähnten Druckhöhen sollen nunmehr näher untersucht werden. Der Normaldruck des ruhenden Wassers, der sog. hydrostatische Druck, auf ein ebenes Stück f der Begrenzung wird bekanntlich gemessen durch das Gewicht einer Wassersäule, die eine Grundfläche $= f$ und zur Höhe den Abstand des Schwerpunkts von f bis zum Wasserspiegel hat; diesen Abstand nennt man die Druckhöhe, genauer die hydrostatische Druckhöhe.

Für $f = 1$ qcm und eine Druckhöhe $= 10$ m ist jener Druck gleich dem Gewicht eines Kubikdezimeters Wasser (1 kg), somit gleich dem Druck einer Atmosphäre.

Bei Rohrleitungen, welche Wasser aus einem Behälter aufnehmen und ableiten, tritt der hydrostatische Druck durch Verschließen sämtlicher Ausgußöffnungen ein. In einem lotrechten, an der tiefsten Stelle der Leitung angebrachten, oben offenen Rohre würde

Abb. 15 u. 16. Rohrleitungen und Andeutung der Druck- und Reibungshöhen.



das Wasser bis zur Höhe des Wasserspiegels des Behälters steigen. In Abb. 16 ist die Lage eines solchen Rohres durch eine strichpunktierte Linie angedeutet. Wenn der Abstand H_h von dem verlängerten Wasserspiegel des Behälters B bis zum Punkt A beispielsweise $= 80$ m ist, unterliegen die Wandungen verschlossener Rohre einem Druck von $H_h : 10 = 8$ Atm. $= 8$ kg/qcm und müssen so stark sein, daß sie diese Pressung auf die Dauer und mit Sicherheit aushalten.

Bewegung des Wassers in den Rohren ändert die Druckverhältnisse erheblich. Das bewegte Wasser hat Arbeiten verschiedener Art zu leisten und diese vermindern die zur Verfügung stehende Druckhöhe. Die hierbei eintretenden sog. hydraulischen Druckhöhen, welche stets kleiner als die hydrostatischen sind, werden am sichersten an lotrechten, oben offenen Röhren gemessen, die man Piezometer (Druckmesser) nennt. Wenn dies nicht ausführbar ist, verwendet man Manometer, also die beispielsweise bei der Ausstattung der Dampfkessel unentbehrlichen Instrumente, welche die Dampfspannungen in Atmosphären angeben. Höhenunterschiede der Wasserstände zweier be-

nachbarten Druckmesser sind hauptsächlich eine Folge der sog. Reibung des Wassers, d. h. der verschiedenartigen, durch die Bewegung des Wassers hervorgerufenen Widerstände. Diese Höhenunterschiede nennt man Reibungshöhen- oder Druckhöhenverluste, sie sollen mit w, die zugehörigen Längen der Rohrleitung aber mit l bezeichnet werden (Abb. 15). Die Beziehungen zwischen w, l und der Weite der Leitungen werden in Abschnitt F besprochen.

In Abb. 15 ist eine Rohrleitung einfachster Art vorgeführt. Eine Brunnenstube Q steht mit einem Wasserbehälter P durch eine gerade Leitung in Verbindung. Die zur Verfügung stehende Druckhöhe H_2 wird in diesem Falle zwischen dem Wasserspiegel bei Q und der Mitte der Ausflußöffnung gemessen. Das Wasser der Leitung habe eine Geschwindigkeit von 2,0 m/sek, dieser entspricht eine Geschwindigkeitshöhe von $\frac{2^2}{2g} =$ (rund) 0,2 m. Es genügt also ein kleiner Teil der Druckhöhe H_2 zur Erzeugung der Geschwindigkeit des Wassers.

Ferner kommt der Widerstand in Betracht, den das Wasser beim Eintritt in die Rohrleitung findet. Dieser kann bis auf die Hälfte der Geschwindigkeitshöhe steigen, ist aber bei guter Form der Einmündung erheblich geringer[24]). Nehmen wir hier die Hälfte an, so beansprucht jener Widerstand von der hydrostatischen Druckhöhe nur 0,10 m. Wenn $H_2 = 10$ m ist, entfallen $10 - (0{,}2 + 0{,}1) = 9{,}7$ m auf Überwindung der Reibung, somit ist $w = 9{,}7$.

Wenn die Geschwindigkeit des Wassers mit v und der Eintrittswiderstand mit w_0 bezeichnet wird, ist allgemein

$$H = w_0 + \frac{v^2}{2g} + w \cdot \qquad (6)$$

Unter Bezugnahme auf Abb. 15 mag noch bemerkt werden, daß die Richtung des Wasserdrucks von der Bewegung des Wassers insofern nicht beeinflußt wird, als der hydraulische Druck ebenso wie der hydrostatische ein Normaldruck ist.

Wir betrachten nun eine der Verteilung des Wassers dienende Rohrleitung (Abb. 16). Bei B befindet sich ein Wasserbehälter, bei F ist die höchste Stelle des Versorgungsgebiets, woselbst auch hohe Häuser. Bei D verringert sich der Durchmesser der Leitung, bei W ist ein Wassermesser angedeutet. Infolge Benutzung der Leitung sind zahlreiche Zapfhähne geöffnet.

In diesem Falle könnte man eine Geschwindigkeit des Leitungswassers von 1,0 m/sek annehmen, diese Geschwindigkeit überschreitet man nicht gern. Bei 1 m Geschwindigkeit ist die Geschwindigkeitshöhe nur 0,05 m; sie, nicht minder der Eintrittswiderstand des Wassers, sind so klein, daß man beide den ansehnlichen Reibungshöhen gegenüber sehr oft vernachlässigen kann. Es kommen allerdings, beispielsweise bei Springbrunnen, auch Anlagen vor, bei welchen dies nicht zulässig ist.

In gleichlangen Teilen der Strecken CD und DE sind die Reibungshöhen verschieden, weil mit kleinen Durchmessern der Leitungen große Reibungshöhen Hand in Hand gehen, ferner sind verschiedene Bestandteile der Leitung vorhanden, welche plötzliche Zunahme der Reibungshöhen, sog. besondere Leitungswiderstände, verursachen. Beispielsweise sollen genannt werden: die Krümmungen bei C und E, die Weitenänderung bei D, Absperrvorrichtungen bei C und D usw. Der Verlauf einer gebrochenen Linie $cdef$, welche die unteren Punkte der Reibungshöhen miteinander verbindet, gestaltet sich nun so, wie Abb. 16 vorführt. Man nennt diese Linie die Gefällslinie oder Betriebsdrucklinie der Leitung, näherungsweise kann man sie durch eine geradlinige,

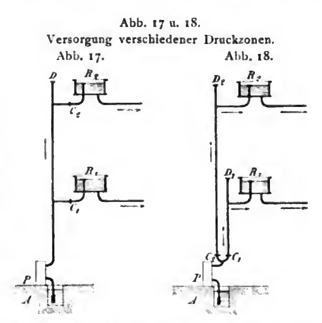
[24]) Tolkmitt-Bubendey, Grundlagen der Wasserbaukunst. 2. Aufl., Berlin 1907. S. 96.

in der Abbildung gestrichelte Verbindung zwischen zwei Hauptpunkten ersetzen. Ein solcher Hauptpunkt ist der Punkt f, woselbst die Druckhöhe H_n so groß sein muß, wie es die Versorgung der benachbarten Gebäude erfordert. Diese Druckhöhe nennt man die nützliche Druckhöhe oder kurz den Nutzdruck der Leitung. Dieselbe muß mindestens so groß sein, daß die oberen Stockwerke der Gebäude von gewöhnlicher Größe (zwischen H_n und W ist die Umfassungsmauer eines solchen angedeutet) trotz der in den Hausleitungen entstehenden Widerstände Wasser beziehen können. Die Reibungshöhen u. dgl. der Hausleitungen werden nun ebenso wie bei Straßenleitungen ermittelt und der durch den Wassermesser verursachte Druckhöhenverlust kommt hinzu. Bei ansehnlichen Gebäuden kann sich im Ganzen ein Druckhöhenverlust bis 12 m leicht ergeben. Je nach Art der Bebauung der Orte liefern diese Ermittelungen verschiedene Ergebnisse. In der Regel genügt es, wenn man als H_n annimmt: in Landgemeinden 10 bis 15 m, in kleineren Städten mit niedrigen Häusern 20 bis 25 m, in großen Städten aber 30 bis 35 m. Genauere Untersuchungen sind von Fall zu Fall anzustellen.

Für Feuerlöschzwecke genügen jedoch die besprochenen Druckhöhen nicht, da für diese ein kräftiger geschlossener, bis zum höchsten Punkte des Daches reichender Strahl von 6 sl erforderlich ist, was eine Verstärkung des Druckes um etwa 10 m nötig machen würde. Da aber bei umfangreichen Bränden Spritzen, insbesondere die Dampfspritzen in größeren Städten, doch nicht zu entbehren sind, so hält man es nicht für vorteilhaft, diejenigen Versorgungsanlagen, welche keine zeitweise Drucksteigerung gestatten, fortwährend unter einem die gewöhnlichen Bedürfnisse überschreitenden Druck zu halten, so daß die Wasserversorgung unter dem für Feuerlöschzwecke erforderlichen Druck nur in Orten stattfindet, wo dies ohne besondere Erhöhung der Anlage- und Betriebskosten möglich ist[25]).

Bei Ermittelung der nützlichen Druckhöhen ist ein starker Wasserverbrauch vorauszusetzen und auf einen solchen bezieht sich die in Abb. 16 gezeichnete Gefällslinie. Bei Einschränkung des Verbrauchs hebt sich dieselbe nach und nach; nachts nähert sie sich der horizontalen, dem Wasserspiegel des Behälters entsprechenden Lage.

Abb. 17 u. 18.
Versorgung verschiedener Druckzonen.



b) Druckzonen. Das Rohrnetz des Versorgungsgebiets läßt sich meistenteils einheitlich gestalten, unter Umständen und namentlich bei sehr verschiedener Höhenlage der Bezirke einer größeren Stadt wird aber die Bildung von selbständigen Netzen nebst Hauptbehältern erforderlich. Die den einzelnen Netzen zugehörigen Gebiete nennt man Druckzonen und unterscheidet obere und untere Zonen.

Anordnung verschiedener Druckzonen ist namentlich dann am Platze, wenn das Wasser durch Pumpen gefördert wird. Wie das durch ein Pumpenwerk bewirkt werden kann, zeigt die schematische Abbildung 17. Bei dieser werden die Zonenbehälter unter Benutzung der Schieber C_1 und C_2 abwechselnd gefüllt und die Pumpen müssen unter verschiedenem

[25]) E. Grahn, »Über den nötigen Druck in Wasserleitungen mit Rücksicht auf das Feuerlöschwesen« im Journ. f. Gasbel. u. Wasservers., 1886, S. 20ff. u. 48ff.

Druck arbeiten, der beim Beschicken des obersten Behälters am größten ist. Um ein Zerspringen der Leitung für den Fall zu verhindern, daß die Schieber C_1 und C_2 geschlossen sein sollten, ist ein Überlauf D in der Höhe von R_2 anzubringen.

Vollständiger wird die Anlage, wenn man zwei Steigrohre anordnet, die abwechselnd tätig sind (Abb. 18). Die Stellung der Schieber C_1 und C_2 wird dann im Maschinenhause vorgenommen.

Es kommt auch vor, daß für die obere Druckzone eine zweite Maschine in der unteren Zone aufgestellt wird. Diese entnimmt das Wasser entweder aus einem von der Hauptmaschine gespeisten Behälter oder aus einem Rohre des Netzes der unteren Zone. Die letztgenannte Einrichtung ist in Darmstadt ausgeführt.

Bei Gruppenwasserversorgungen ergeben sich verschiedene Druckzonen von selbst. Dasselbe ist der Fall, wenn die Zuleitung teils durch die Steigrohre eines Pumpwerks, teils durch eine Leitung mit natürlichem Gefälle bewirkt wird. Wenn letzteres ausschließlich stattfindet, dürfte die Bildung von Zonen nur ausnahmsweise erforderlich sein.

Schließlich mag nicht unerwähnt bleiben, daß man die Vorarbeiten für ein Wasserwerk erst dann beginnen wird, wenn genaue Lage- und Höhenpläne des Orts und des Geländes der Umgebung vorliegen.

D. Gewinnung und Entnahme des Wassers.

§ 17. Gewinnung des Grund- und Quellwassers. Allgemeines. Unter den verschiedenen Versorgungsarten kommt gegenwärtig die Versorgung mit Grund- und Quellwasser am meisten zur Anwendung. Grundwasser und Quellwasser haben den Vorzug, daß sie bei ihrer Bewegung in den durchlässigen Schichten sowohl eine für Genußzwecke geeignete Wärme annehmen, als auch durch das hierbei stattfindende Filtern so rein werden, daß sie in der Regel ohne weiteres verwendet werden können. Die meisten Großstädte decken ihren Wasserbedarf ganz oder zum Teil mit Hilfe von Pumpwerken aus den Wasseransammlungen, die sich als Grundwasser in Kiesen und Sanden sammeln und fortbewegen und es ist nicht selten möglich, in der Umgebung einer Stadt die zu ihrer Versorgung erforderliche Wassermenge aufzufinden.

Aufgabe der Vorarbeiten ist es, die zweckmäßigste Lage der Gewinnungsstelle zu ermitteln. Dabei sind sorgfältige Voruntersuchungen über die Bewegung des Grundwassers, über die Schwankungen des Grundwasserstandes usw. (vgl. Abschnitt B, § 6 u. 7) anzustellen. Wenn es sich darum handelt, Quellen zu benutzen, sind Beobachtungen über die Zu- und Abnahme ihrer Ergiebigkeit erforderlich.

Zur Untersuchung der zur Versorgung einer Stadt mit Quell- und Grundwasser geeigneten Gebiete dienen die Generalstabs- und geologischen Karten der Umgebung, sowie örtliche Besichtigungen, welche gewöhnlich sehr bald Gewißheit darüber ergeben, ob eine Versorgung durch eigentliches Quellwasser überhaupt in Frage kommen kann, oder ob die nähere Untersuchung auf die Erschließung von Grundwasser zu beschränken ist. Ist letzteres der Fall, so sind auf Grund der geologischen Karten mit Hilfe eines erfahrenen Geologen diejenigen Örtlichkeiten ins Auge zu fassen, die auf das Vorhandensein wasserführender Schichten in größerer Ausdehnung schließen lassen.

Durch Feststellung der Sohlenbeschaffenheit vorhandener Brunnen, sowie durch Ermittelungen über die Schwankungen ihres Wasserspiegels ergeben sich mitunter Anhaltspunkte darüber, ob auf einen Grundwasserstrom von ausreichender Stärke und Beständigkeit gehofft werden kann, alsdann ist eine nähere Untersuchung des betreffenden

Gebiets durch Bohrungen vorzunehmen, welche die Beschaffenheit und Stärke der wasserführenden Schicht klarlegen. Erhält man hierbei günstige Ergebnisse, so muß neben der Aufnahme des Lage- und Höhenplans die Feststellung eines Schichtenplans des Grundwassers, wie Abb. 19 ein Beispiel bietet, in möglichst großer Ausdehnung und wenn möglich auch in verschiedenen Jahren und Jahreszeiten in Verbindung mit Geschwindigkeitsmessungen und Untersuchung des aus den Bohrlöchern geschöpften Wassers vorgenommen werden, um zuverlässige Werte über Wasserbeschaffenheit, Stromrichtung, Querschnitt, Gefälle und Geschwindigkeit der unterirdischen Wasserzüge zu erlangen. Ist der Abstand der beiden Punkte *a* und *b* in dem vorgeführten Schichtenplan z. B. gleich 2 km = 2000 m, so ist daselbst das Grundwassergefälle gleich 1 : 2000.

Abb. 19. Schichtenplan des Grundwassers bei Mannheim. M. 1 : 315000.

Nach diesen Ermittelungen wird sich beurteilen lassen, wo und in welcher Art die Anlagen zur Grundwassergewinnung auszuführen sind, und ob die Verhältnisse so klar liegen, daß die Kosten eines Versuchsbrunnens erspart werden können. Beobachtungsrohre, welche in bestimmten Abständen von einer solchen, längere Zeit in Betrieb zu nehmenden Versuchsanlage in den Boden eingetrieben werden, lassen erkennen, bis zu welcher Grenze eine Veränderung des Grundwasserspiegels durch die Wasserentnahme eintritt.

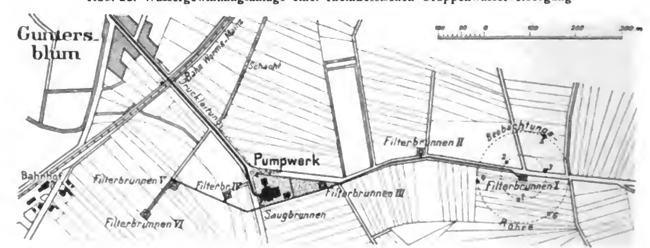
Da der Zufluß des Grundwassers in der Nähe offener Gewässer am stärksten ist, so werden Anlagen zur Wassergewinnung in der Nähe von Flußufern sich verhältnismäßig als die ergiebigsten erweisen, wobei jedoch eine Einwirkung auf den Härte- und Wärmegrad des gewonnenen Wassers sich geltend macht. Ferner kommen als Sammelorte des Grundwassers verlassene Flußbetten und große Mulden mit spärlichen offenen Wasserläufen nicht selten in Betracht.

Den Erfolg der Grundwassergewinnung verdanken wir, wie an anderer Stelle bereits erwähnt ist, hauptsächlich der Erschließung des Tiefengrundwassers durch gebohrte Brunnen, die oft bis 150 m Tiefe, mitunter aber noch viel tiefer hergestellt werden. Wenn das Tiefengrundwasser auch nur wenig oder gar keinen Sauerstoff enthält, so weist es doch immer etwas Kohlensäure auf und ist nicht nur zu Genußzwecken, sondern auch in den meisten gewerblichen Betrieben verwendbar.

Das Wasser der oft in ansehnlicher Zahl vorhandenen Brunnen der Wasserwerke vereinigt sich in einem Sammelbrunnen oder Sammelschacht, von welchen das Saugrohr des Pumpwerks ausgeht; die Verbindungen werden nicht selten durch Heberleitungen (vgl. weiter unten Abschnitt F) hergestellt.

Abb. 20 bringt ein Beispiel einer solchen Anlage; hier sind 6 Rohrbrunnen (Filterbrunnen) in 100 bis 160 m Abstand ausgeführt, deren Wasser zunächst dem Saugbrunnen (Sammelbrunnen) zugeleitet wird[26]).

Abb. 20. Wassergewinnnngsanlage einer rheinhessischen Gruppenwasserversorgung.



Wenn die Örtlichkeiten derart sind, daß die Wassergewinnung in mäßiger Tiefe stattfinden muß, kann man sie durch Kanäle oder Rohre mit durchlässigen Wandungen, die mit mäßigem Gefälle verlegt werden, bewerkstelligen: Sammelkanäle und Sammelrohre. Auch in diesem Fall ist ein Sammelbrunnen anzulegen.

Bei den Wasserwerken einiger holländischen Städte gewinnt man das Wasser jedoch in offenen Gräben, die in den Nordsee-Dünen hergestellt sind; eine Reinigung von Kanälen und Rohren würde sich des sehr feinen Dünensandes wegen wohl nur schwer bewerkstelligen lassen.

§ 18. Brunnen. Die zur Erschließung des Grundwassers dienenden Brunnen lassen sich, je nachdem ihre Benutzung eine öfters unterbrochene oder eine dauernde ist, in Hausbrunnen und Wasserwerksbrunnen einteilen. Die ersteren sind meistens Flachbrunnen, deren Sohle in mäßiger Tiefe unter dem Wasserspiegel liegt, die letzteren dagegen Tiefbrunnen. Ferner ergeben sich Unterscheidungen nach den verwendeten Baustoffen, bei denen Stein und Eisen überwiegen, sowie danach, ob die Brunnenwandungen wasserdicht oder durchlässig hergestellt werden.

a) Hausbrunnen. In der Regel bestehen gewöhnliche Hausbrunnen aus einem senkrechten Schacht, der 0,5 bis 1,0 m weit unter den niedersten Wasserstand reicht und durch Mauerwerk gegen Einsturz gesichert wird. In diesem Fall erhält der Brunnen der größeren Festigkeit wegen einen kreisförmigen Grundriß. Am häufigsten wird der Brunnenmantel aus keilförmigen Ziegelsteinen, sog. Brunnensteinen, hergestellt, die am besten in Zement- oder hydraulischen Mörtel verlegt werden. Soll das Grundwasser nicht allein durch den Boden, sondern auch von den Seiten her in den Brunnen eintreten, so wird der untere Teil des Mantels des Brunnens durchlässig hergestellt, indem man entweder die Stoßfugen offen läßt, oder Lochsteine verwendet. Mitunter werden auch Formstücke aus Zementbeton in Gestalt ringförmiger Trommeln verwendet, die in Weiten bis zu 2 m und in Höhen von 1 m aus einem Stück angefertigt werden und ihrer Glätte wegen empfehlenswert sind.

Der Durchmesser der Hausbrunnen beträgt 1 bis 1,5 m, welche Weite die Aushebung des Bodens durch Ausgrabung oder Baggerung, die Ansammlung eines genügenden Wasservorrats, sowie die Besteigung und Reinigung des Brunnenkessels, ermöglicht.

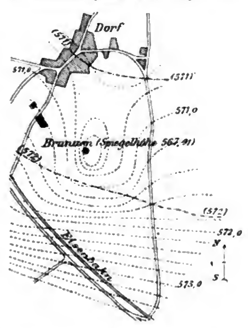
[26]) B. v. Böhmer, Wasserversorgung des Rhein-Selz-Gebietes. München 1907. S. 7.

Die Wasserentnahme aus Hausbrunnen, welche meistens mit einer etwas über der Umgebung liegenden Abdeckung versehen sind, erfolgt mittels einer Pumpe, deren Saugerohr bis unter den tiefsten Wasserspiegel hinabreicht. Liegt dieser tiefer als 7 m unter der Abdeckung, so ist eine entsprechend tiefere Lage des Saugkolbens erforderlich, welche bis zu 12 m Hubhöhe durch einfache Verlängerung des Pumpenrohrs erzielt wird. Die Ergiebigkeit der Hausbrunnen beträgt gewöhnlich nur 0,3 bis 0,6 sl oder täglich 25 bis 50 cbm für 1 qm Brunnensohle, wenn auch im Kies und Gerölle von Flußtälern stehende Brunnen unter besonders günstigen Umständen 6 sl oder 500 cbm täglich liefern können.

Steht das Grundwasser nur wenig unter der Bodenoberfläche und ist es in seinen oberen Schichten verunreinigt, so bietet eine tiefere Absenkung des Brunnens, dessen Mantel dann mit einem 0,3 m starken und bis 1 m unter den niedrigsten Grundwasserstand reichenden Tonschlage zu versehen ist, die Möglichkeit, das Wasser aus den unteren Schichten zu beziehen, in denen es gewöhnlich von besserer Beschaffenheit ist.

b) **Wasserwerksbrunnen.** Bei den Wasserwerksbrunnen, welche im allgemeinen wie die Hausbrunnen hergestellt werden, handelt es sich um einen andauernden Betrieb, der sich mindestens auf den größeren Teil des Tages erstreckt. Da infolge dieser stärkeren Entnahme der ursprüngliche Wasserspiegel des Brunnens gesenkt wird, und die Form der Absenkungsfläche das Wasser der oberen Schichten dem Brunnen zufließen läßt, auch wenn dessen Wandungen völlig dicht sind, so müssen zur Versorgung von Städten dienende und aus nahe der Oberfläche liegenden Schichten zu speisende Wasserwerksbrunnen an Stellen angelegt werden, an denen das Eindringen von Verunreinigungen in den Boden in weiter Umgebung ausgeschlossen ist. Abb. 21 veranschaulicht die Senkung des Wassers infolge Herstellung eines Wasserwerkbrunnens. Die strichpunktierten Schichtenlinien des Wassers erleiden bei Benutzung des Brunnens die durch feine gestrichelte Linien angedeutete Veränderung. Man vergleiche auch Abb. 4, S. 250.

Abb. 21. Veränderung des Grundwasser-Schichtenplans. M. 1 : 22500.



1. **Gemauerte Brunnen.** Die Herstellung gemauerter Brunnen erfolgt je nach der Bodenbeschaffenheit, der Höhenlage des Grundwassers und der beabsichtigten Brunnentiefe entweder durch Aushub des Bodens bis zur ganzen Tiefe unter Trockenhaltung der Baugrube mittels Wasserschöpfung, oder durch Senkung des unteren Teils des Brunnenkörpers in die wasserführende Schicht. Die Ausführung in einer wasserfrei gehaltenen Baugrube, welche vorzugsweise für Hausbrunnen geeignet, jedoch der Kosten wegen nur bei mäßigem Wasserzudrang und nicht zu großer Tiefe unter dem Grundwasserspiegel zu empfehlen ist, bietet den Vorteil, daß mit der fortschreitenden Aufmauerung des Mantels dessen Hinterfüllung sorgfältig vorgenommen werden kann, und daß die Beschaffenheit der wasserführenden Schicht genau zu erkennen ist.

Soll der Brunnen durch Senken hergestellt werden, so wird die Baugrube bis auf den Grundwasserstand hinabgeführt und dann mit der Aufmauerung des Brunnenkörpers und dessen Versenkung in die wasserführende Schicht begonnen, die sich von derjenigen der zu Gründungszwecken dienenden Brunnen nicht unterscheidet (vgl. Kap. VI: Grundbau). Dabei erhält der Mantel des Brunnens stets eine ringförmige Unterlage, den

Brunnenkranz oder Brunnenschling, der den Zusammenhang des Mauerwerks während des Senkens sichert, einen mehr oder weniger keilförmigen Querschnitt erhält und entweder aus Holz ohne (Abb. 22)[27]) oder mit Eisenverstärkung (Abb. 23) oder ganz aus Eisen (Abb. 24) hergestellt wird.

Abb. 22 bis 24. Brunnenkränze. M. 1 : 25.



Abb. 22. Brunnenkranz aus Holz.

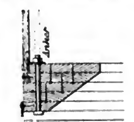


Abb. 23. Brunnenkranz aus Holz mit eiserner Schneide.

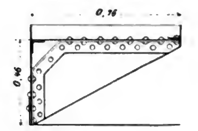


Abb 24. Brunnenkranz aus Eisen.

Die Breite des Brunnenkranzes ist meistens gleich derjenigen des Mauerwerks; bei besonders großer Stärke des letzteren wird jedoch der Kranz schmäler hergestellt und der Brunnenmantel nach innen ausgekragt. Um den Mantel gegen ein Zerreißen infolge ungleichmäßigen Setzens zu sichern, wird das Mauerwerk durch 2 bis 4 cm starke, aus Rundeisen bestehende Anker (s. Abb. 23) mit dem Brunnenkranz verbunden.

Abb. 25 u. 26. Brunnenmantel mit Bretterschalung. M. 1 : 100.
Abb. 25. Senkrechter Schnitt.

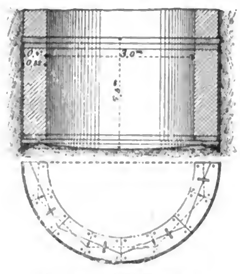


Abb. 26. Halber Grundriß.

Zur Verminderung der Reibung des Bodens an der Außenseite des Brunnens wird diese mit einem glatten Putz versehen, oder mit einer auf den Schling sich stützenden Bretterverschalung (Abb. 25 u. 26), die an einem Zwischenring befestigt wird. Die das Niedersinken des Brunnens ermöglichende Entfernung des Bodens unter dem Brunnenkranz erfolgt durch einfaches Ausgraben, solange das Wasser noch ausgeschöpft oder ausgepumpt werden kann und durch dieses ein Ausspülen der Fugen nicht zu befürchten ist, bei zu starkem Wasserandrang jedoch durch Baggerung. Hierbei verwendet man für geringe Tiefen den schaufelähnlichen Stielbagger, für größere den Sackbagger, sowie die indische Schaufel (siehe VI. Kapitel: »Grundbau«).

Bei größeren Anlagen kann sich auch die Anwendung eines senkrechten Kettenbaggers, und zur Aushebung nicht zu groben, ziemlich gleichmäßigen Sandes die Sandpumpe empfehlen. In neuerer Zeit wurde in einzelnen Fällen das Senken mittels Preßluft in ähnlicher Weise, wie die Gründung von Brückenpfeilern, vorgenommen.

Die gemauerten Brunnen werden bis etwa 20 m Tiefe ausgeführt, bei Verwendung von Ziegeln erhalten sie eine Wandstärke, die selten schwächer als ein Stein, meistens aber stärker hergestellt wird. So hat der Sammelbrunnen für das Wasserwerk Hannover bei 6,3 m Weite und 11 m Tiefe unten eine Stärke von drei Stein, oben eine solche

[27]) Die Abb. 22, 24, 27, 28, 31, 33, 39 bis 41, 52, 53 u. 59 bis 63 sind dem »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, 4. Aufl. 1904, III. Teil, dem von Geh. Baurat Prof. A. Frühling und Zivilingenieur G. Oesten verfaßten und bei der Bearbeitung des vorliegenden Abschnitts benutzten III. Bd.: »Die Wasserversorgung der Städte« entnommen.

von $2\frac{1}{2}$ Stein. Bezeichnet man mit d die Lichtweite des Brunnens in m, so entspricht die Wandstärke mancher in Ziegelmauerwerk ausgeführten Brunnen der Formel

$$s = 0{,}1\,d + 0{,}1 \text{ m}.$$

Gemauerte Wasserwerksbrunnen mit durchlässigen Wandungen sind in verschiedener Weise ausgeführt worden; weite Verbreitung haben diese Brunnen jedoch nicht gefunden.

Die Einzelheiten der Bauweise gemauerter Brunnen werden hauptsächlich durch Rücksichten auf das Senken derselben bedingt; man vergleiche darüber das Kapitel »Grundbau« unter Brunnengründung.

Eine feinsandige Sohle gemauerter Brunnen ist durch das Aufbringen von nicht zu schwachen Filterschichten von nach oben hin zunehmender Korngröße gegen das Eindringen des feinen Sandes zu schützen. Alsdann soll selbst bei einem Zufluß von 4 bis 6 sl für 1 qm keine Auflockerung der Sohle zu befürchten sein. Ferner muß das Mundstück des Saugerohrs, um ein Aufwühlen der Sohle zu verhindern, mindestens 1 m über dieser angebracht werden.

2. **Eiserne Brunnen** mit kleinem Durchmesser werden aus Schmiedeeisen hergestellt, während zu solchen mit größeren Abmessungen Gußeisen verwendet wird. Das Eintreiben der ersteren findet hauptsächlich durch Einrammen und Bohren statt, während die letzteren in ähnlicher Weise wie die gemauerten abgesenkt werden.

α) *Eiserne Schachtbrunnen* haben vor den gemauerten den Vorzug, daß, weil sich die Schlitze dicht nebeneinander anbringen lassen, das Verhältnis der Durchflußöffnungen zur Gesamtfläche ein größeres und deshalb bei der gleichen Leistung der Durchmesser ein kleinerer sein kann. Denn die Öffnungen können bei eisernen Brunnen $\frac{1}{5}$ bis $\frac{1}{4}$, bei gemauerten dagegen höchstens $\frac{1}{8}$ bis $\frac{1}{7}$ der ganzen Mantelfläche betragen.

Gußeiserne Brunnen werden aus einzelnen Ringen bis über 4 m Weite hergestellt und finden öfters Verwendung, weil außer den schon erwähnten Vorzügen auch die Herstellung eine bequemere und schnellere ist. Die Bildung von Rost fällt bei der Entnahme größerer Wassermengen nicht ins Gewicht.

Für die Ausführung der eisernen Schachtbrunnen vergleiche man das Kapitel »Grundbau« unter Röhrengründung.

β) *Rohrbrunnen*, die vor den Kesselbrunnen den Vorteil voraushaben, daß sich mit ihnen größere Tiefen leichter erreichen und dadurch Bezugsquellen erschließen lassen, die sonst unbenutzt bleiben müßten, besitzen trotz ihres meistens kleinen Durchmessers eine verhältnismäßig große Ergiebigkeit und bilden gegenwärtig das bevorzugte Mittel zur Gewinnung des Grundwassers.

Die einfachste Form des Rohrbrunnens sind die Rammbrunnen[28]), welche auch Abessinierbrunnen genannt werden, weil sie im abessinischen Feldzug im Jahre 1869 in großer Zahl zur Gewinnung von Trinkwasser verwendet wurden. Die Rammbrunnen bestehen aus einem schmiedeeisernen, unten mit einer Stahlspitze versehenen Rohr von 3 bis 8 cm Weite, welches durch ein außerhalb laufendes Rammgewicht bis in die wasserführende Schicht eingetrieben wird. Der untere Teil des Rohres ist auf 0,5 bis 1,0 m Länge mit 3 bis 6 mm weiten Löchern oder Schlitzen und, wenn an der Entnahmestelle sich feiner Sand befindet, außerdem mit einem Kupfer- oder Messingsieb umhüllt. Die Entnahme erfolgt bis auf 8 m Hubhöhe durch eine gewöhnliche Saugepumpe, bei größerer Tiefenlage des Grundwasserspiegels durch eine Pumpe mit tiefliegendem Kolben.

In neuerer Zeit erfolgt das Eintreiben der Rammbrunnen unter Anwendung des Spülverfahrens[29]) im Tonboden bis zu 20 m, im Sand und feinen Kies bis zu 40 m Tiefe.

[28]) Sonne, »Über Ausführung und Erfolg von Rohrbrunnen« in der Zeitschr. f. Bauk. 1880, S. 403 ff.

[29]) E. Gad, »Tiefbohrungen für die Wasserversorgung der Stadt Krefeld« im Gesundh. Ing. 1889, S. 457 ff.

Bei weichem Boden und nur 6 m Tiefe kann der Brunnen statt eingerammt auch eingeschraubt werden. Die Ergiebigkeit solcher Rohrbrunnen kann schon bei 3 cm Weite dauernd 0,7 sl und bei 7,5 cm Durchmesser über 2,5 sl betragen.

Da das Einrammen von Rohrbrunnen in größere Tiefen oder in sehr festen und dichten Boden mit Schwierigkeiten verbunden und wegen des großen Widerstands bei Rohrweiten von über 8 cm nicht mehr empfehlenswert ist, so wird in solchen Fällen zum Bohren der Brunnen übergegangen. Hierbei muß fast immer das Bohrloch durch ein Futterrohr, das bis zu 40 cm Weite aus Schmiedeeisen ohne Nietung, bei größeren Weiten aus genieteten oder gußeisernen Rohren hergestellt wird, vor dem Einsturz geschützt werden.

Abb. 27 u. 28. Rohrbrunnen des Potsdamer Wasserwerks. Abb. 27. Durchschnitt. M. 1 : 300.

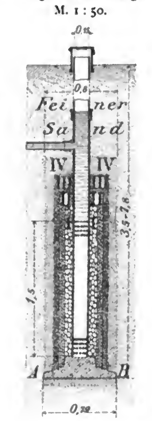


Abb. 29. Filterbrunnen der Nürnberger Wasserleitung. M. 1 : 50.

Um die Versandung und Verschlämmung dieser Brunnen bei feinem Sand u. dgl. zu verhüten, wird ein Filterkorb oder Sauger, durch den das Wasser eintreten muß, eingesetzt, oder man ordnet um ein mit Öffnungen versehenes Rohr Filterschichten von verschiedener Korngröße an. In beiden Fällen wird das Futterrohr bis zur Eintrittshöhe des Wassers herausgezogen.

Die Filterkörbe werden aus einem durchlöcherten Eisen- oder Kupferrohr gebildet oder aus einem Gerippe von Metall, um das ein ein- oder mehrfaches Gewebe von Messing- oder Kupferdraht gelegt ist, dessen Maschenweite sich nach der Beschaffenheit der erbohrten wasserführenden Schicht richtet. Besteht diese jedoch durchweg aus feinem Sande von gleicher Korngröße, so kann nur die Anordnung ringförmiger Filterschichten der Versandung vorbeugen und eine dauernde Ergiebigkeit erzielen. Die Länge der Filterkörbe bzw. der gelochten Brunnenrohre richtet sich nach der für den betreffenden Boden zulässigen Durchgangsgeschwindigkeit und ist nicht zu knapp zu bemessen.

Bei den in Abb. 27 u. 28 dargestellten, in Sand- und Kiesschichten stehenden Rohrbrunnen des Potsdamer Wasserwerks schließt sich das 203 mm weite, aus Kupferblech hergestellte Saugerohr an den je nach der Stärke der wasserführenden Schicht 6 bis 8 m langen Filterkorb an, welcher mit Reihen von dicht gestellten, 12 mm weiten Löchern und mit 11 mm hohen Längsrippen versehen ist, auf denen eine dreifache Lage von Metallgeweben liegt.

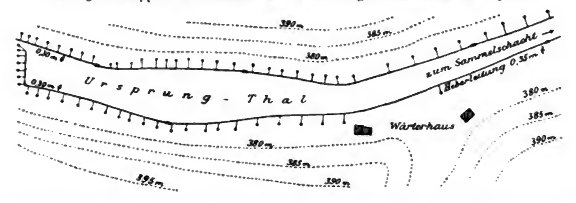
Abb. 28. Grundriß des Filterkorbs. M. 1 : 15.

Zur Fernhaltung des feinen Sandes kamen bei der Nürnberger Wasserleitung Rohrbrunnen mit Sandfilter (Abb. 29) zur Anwendung, bei deren Herstellung ein Futterrohr von 80 cm Weite bis zur genügenden Tiefe abgesenkt und dann eine staffelförmige Betonplatte *AB* eingebracht wurde, auf der das durchlochte, 15 cm weite gußeiserne Filterrohr, sowie drei nacheinander eingesetzte Hilfszylinder aus Eisenblech ihren Platz fanden. Die ringförmigen Zwischenräume I, II, III und IV wurden dann mit Kies von verschiedener Korngröße ausgefüllt, worauf man die Zylinder mit dem Futterrohr wieder herauszog.

Die über den Filterschichten (s. Abb. 29) liegenden 7 cm weiten Verbindungs-

leitungen zwischen den Brunnen, deren Gesamtzahl 83 beträgt, und dem Sammelrohr (Abb. 30)[30] sind aus verzinntem Kupfer hergestellt und können durch Ventile abgeschlossen werden, wodurch das Anstauen und Aufspeichern des Wassers in dem Sammelgebiet ermöglicht wird. Man vgl. auch Abb. 20, S. 270 Wassergewinnungsanlage einer rheinhessischen Gruppenwasserversorgung.

Abb. 30. Gekuppelte Rohrbrunnen für das Nürnberger Wasserwerk. M. 1 : 3000.



Wenn auch die Vervollkommnung der Tiefbohrungen es ermöglicht, die wasserführenden Schichten in Tiefen von über 800 m aufzusuchen, so erfüllen derartige Brunnenanlagen ihren Zweck nur dann, wenn die Pumpen in nicht zu großer Tiefe eingebaut zu werden brauchen, d. h. wenn das Wasser bis in die Nähe der Bodenoberfläche aufsteigt, oder wenn der Brunnen artesisch wirkt. Der auf dem Platze Hébert zu Paris bis auf 670 m Tiefe hinabgehende artesische Brunnen liefert beispielsweise täglich 3000 cbm Wasser, das bis über die Erdoberfläche tritt[31].

§ 19. Sammelkanäle und Sammelrohre. Hier sind zunächst einige Vorrichtungen zum Sammeln des Wassers zu erwähnen, welche hauptsächlich behufs landwirtschaftlicher Verbesserungen, für die Gewinnung nutzbaren Wassers aber nur ausnahmsweise verwendet werden, nämlich die Sickerkanäle und die Drainleitungen.

Sickerkanäle, bei welchen ein schmaler und ziemlich tiefer, mit Steinen oder grobem Kies ausgefüllter Graben das hochstehende Bodenwasser aufnimmt, sind auch für den Erdbau von großer Bedeutung und insofern wichtig, als sie die Vorläufer der Drainleitungen sind. Als Wassergewinnungsanlagen haben sie nur geringen Wert.

Auch Drainleitungen, bei denen das Bodenwasser durch die stumpfen Stoßfugen dicht aneinander gelegter Tonrohre eintritt, werden für den genannten Zweck nicht oft verwendet. Ein Beispiel sind die Drainierungen der Wiesen und Weiden der Alpen und in diesem Falle wird die Gewinnung von Wasser zum Tränken des Viehs fast ebenso hoch angeschlagen, wie der sonstige Nutzen der Drainierung. Für die landwirtschaftlichen Verbesserungen sind die Drainierungen bekanntlich außerordentlich wichtig[32].

a) Sammelkanäle. Liegt der Sammelkanal auf einer undurchlässigen Schicht und ist nur auf ein Eintreten des Wassers von der Seite oder von oben her zu rechnen, so

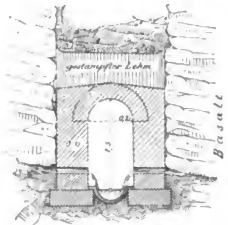
[30]) Wagner, »Zur Wasserversorgung Nürnbergs« im Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1889, S. 525 ff. — Neuere Mitteilungen über die Erfolge der Rohrbrunnen mit Filterschichten s. Wasserbeschaffung mittels Rohrbrunnen »System Bopp und Reuther« (Mannheim-Waldhof) in Deutsche Fabrikanten-Zeitung 1907, Nov., S. 142.

[31]) Pescheck, »Die Pariser Wasserversorgung und ihre artesischen Brunnen« im Zentralbl. d. Bauverw. 1888, S. 421.

[32]) Einzelheiten über Sickerkanäle findet man im Kapitel »Erdbau«, S. 66 im I. Bd. dieses Lehrbuchs. — Desgl. über Drainirungen u. a. in Reich, Das Meliorationswesen. Lepzig 1905, S. 39 ff.

werden bloß die Seitenwandungen bzw. das obere Gewölbe mit Einlaßöffnungen versehen, während der untere Teil als wasserdichte Rinne ausgeführt wird. Umgibt dagegen der Grundwasserträger den Kanal von allen Seiten, oder liegt er hauptsächlich in der Nähe der Sohle des Kanals, so ist auch dessen unterer Teil durchlässig anzuordnen. Bei den Sammelkanälen, deren Querschnitt entweder nur der abzuleitenden Wassermenge entspricht oder ein Begehen oder Durchkriechen gestattet, sind besteigbare Zwischenschächte anzulegen, von denen aus die einzelnen Strecken untersucht und gereinigt werden können.

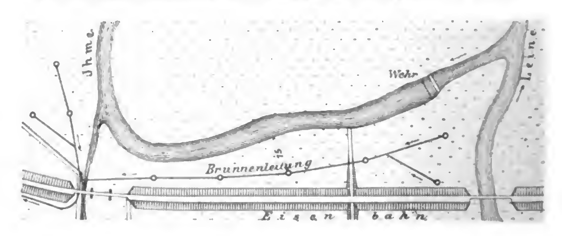
Abb. 31. Sammelkanal für die Wasserleitung der Stadt Gießen. M. 1 : 75.



Auf die Fernhaltung von verunreinigendem Außenwasser ist besondere Sorgfalt zu verwenden. So wurde der Scheitel des durchschnittlich 6—8 m unter der Erdoberfläche liegenden Sammelkanals für die Wasserversorgung der Stadt Gießen (Abb. 31)[33] zur Abhaltung des Tagewassers mit einer 0,5 m starken gestampften Lehmschicht bedeckt, während die Widerlager einen Zementputz erhielten.

b) Sammelrohre, die sich von den Drains dadurch unterscheiden, daß bei ihnen das Wasser durch mindestens 8 mm weite runde Löcher oder kurze Schlitze in den Wandungen in die Rohre eintritt, werden aus Eisen, Zementbeton und gebranntem Ton hergestellt. Während das größere Festigkeit besitzende Eisen trotz schützender Überzüge rostet, widerstehen Rohre aus Zementbeton den chemischen Einwirkungen des Wassers besser und finden deshalb, sowie ihrer geringen Kosten wegen große Verwendung. Hart gebrannte und gut glasierte Tonrohre werden vom Wasser gar nicht angegriffen, stehen jedoch ebenfalls den Eisenrohren an Festigkeit nach.

Abb. 32. Sammelrohranlage für das Wasserwerk der Stadt Hannover. M. 1 : 7500

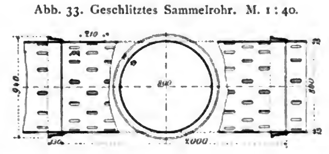


Die Sammelrohre müssen bis zur Höhe des Grundwasserstandes eine filterartige Hülle aus gewaschenem und gesiebtem Kies von nach außen hin immer feinerem Korn erhalten, was bei einer Tiefenlage der Rohre von 4 bis 5 m zur Filterung des von oben eindringenden Regenwassers genügt. Ist jedoch die Tiefe geringer und soll das Wasser Genußzwecken dienen, so ist eine 0,3 bis 0,5 m starke Lehmabdeckung über dem höchsten Grundwasserstand anzubringen. Die Einschaltung besteigbarer Schächte mit

[33]) Carl Rosenfeld, »Erweiterung der Wassergewinnungsanlage für die Stadt Gießen«, in der Deutschen Bauz. 1889, S. 169.

vertiefter Sohle ermöglicht die von Zeit zu Zeit vorzunehmende Beseitigung eingedrungenen Sandes. Das untere Ende der Sammelrohre mündet in einen Sammelschacht oder Saugeschacht, von wo aus das Wasser zur Verbrauchsstelle geleitet oder von Maschinen gehoben wird.

Abb. 33. Geschlitztes Sammelrohr. M. 1 : 40.



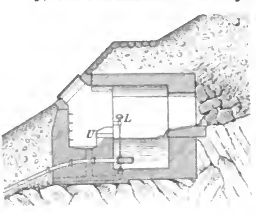
Bei der Sammelrohranlage des Wasserwerks der Stadt Hannover (Abb. 32) wurden die in Abb. 33[34]) dargestellten gußeisernen Sammelrohre an den Seiten und über dem Scheitel mit Steinschlag umgeben, über den eine 0,4 m starke Schicht von gesiebtem groben Kies und auf diesen der ausgehobene, 0,3 m hoch mit Lehm abgedeckte kieshaltige Boden kam[35]).

§ 20. Quellfassungen und Sammelstollen.

Um das Wasser der Quellen derart zu fassen, daß es einer Leitung übergeben werden kann, ist, wie bereits erwähnt, eine Brunnenstube oder Brunnenkammer erforderlich, zu deren Herstellung am besten Mauerwerk aus hydraulischem Mörtel und festen Steinen, oder Beton verwendet wird und die innen bis zur Linie des höchsten Wasserstands mit einem glatten Zementputz zu versehen ist.

Bevor die Fassung der Quelle stattfinden kann, muß sie durch Entfernung der lockeren Massen, welche sich gewöhnlich über und vor den wassergebenden Schichten befinden, freigelegt werden. Tritt die Quelle von unten her zutage, so bedarf es keiner besonderen Mittel zum Abfangen des Wassers; liegt sie dagegen an einem Abhange, so dient zu ihrer Fassung eine wasserdichte und an geeigneten Stellen mit Öffnungen versehene Wand.


Abb. 34. Kleine Brunnenstube. M. 1 : 150.



Die Umfassungen der Brunnenstube umgeben die aufsteigenden Quellen, während sie sich bei den aus Abhängen tretenden an die erwähnte Wand anschließen. Der so entstandene, den Ausgangspunkt für die Leitung bildende Behälter hält den etwa mitgeführten Sand zurück und wird mit einer Vorrichtung zum Lüften, sowie nötigenfalls mit einem Entleerungsrohr und Überlauf versehen. Die Überdeckung der Brunnenstube, welche des Nachsehens, Ausbesserns und Reinigens wegen entweder seitlich oder von oben her zugänglich sein muß, ist erforderlich, um Frost, Sonnenschein und Verunreinigungen von dem gesammelten Wasser fernzuhalten.

Eine zweckmäßige kleine Brunnenstube ist in Abb. 34 dargestellt. Der Überlauf befindet sich bei *U*, die Mündung des Entleerungsrohrs kann mittels der Stange *L* geöffnet werden.

Bei der in den Abb. 35 und 36 dargestellten Quellfassung mußten, da die wasserführenden Schichten dort aus feinem Triebsand bestehen, besondere Vorrichtungen zu dessen Abhaltung von dem Saugerohr getroffen werden, die darin bestehen, daß das

[34]) Berg, »Das neue Wasserwerk der Königlichen Residenzstadt Hannover« in der Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Vereins zu Hannover 1880, S. 189 ff. u. Bl. 810.

[35] Theoretische Untersuchungen über die Ergiebigkeit der Sammelleitungen und der Brunnen findet man im »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, 4. Aufl. 1904, III. Teil, III. Bd., S. 171 u. ff.

Wasser aus der links befindlichen kleinen Abteilung der Brunnenstube durch ein kurzes verschließbares Rohr zunächst in die rechts befindliche größere Abteilung und sodann über einige in dieser angebrachte Quermauern fließt, wobei eine Ausscheidung der feineren Sinkstoffe stattfindet. In diese Abteilung ergießt sich auch ein unter dem Eybflusse, in den das Überlaufrohr *u* mündet, liegendes Rohr, welches das Wasser der am rechten Ufer befindlichen Quellfassungen der Brunnenstube zuführt.

Abb. 35 u. 36. Brunnenstube im Eybtale. M. 1 : 200.
Abb. 35. Längsschnitt.

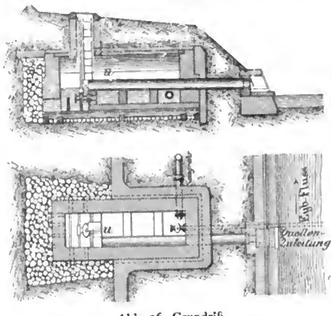
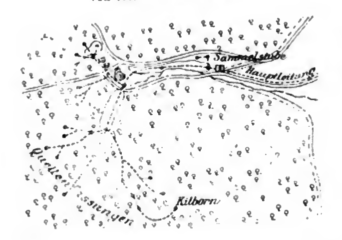


Abb. 36. Grundriß.

Bei größeren Anlagen treten die Quellfassungen in Gruppen auf, indem die einzelnen Leitungen sich in kleinen gemauerten Behältern vereinigen und schließlich an einer Stelle zusammengeführt werden, wo, wie Abb. 37 zeigt, eine Sammelstube angelegt wird, in der die Hauptleitung ihren Anfang nimmt.

Die zur Fassung einer Quelle vorgenommenen Arbeiten führen meistens eine Erleichterung des Abflusses der speisenden Wasseradern und Wasserschichten herbei, wodurch unter Umständen eine Vermehrung der Ergiebigkeit eintreten kann. Da aber durch eine Erleichterung des Abflusses auch eine Senkung des oberhalb der Quellenmündung liegenden Wasserspiegels und somit eine Verminderung der im Gebirge aufgespeicherten Wassermenge erfolgt, während in trocknen Zeiten die Quellen ausschließlich aus den vorhandenen Vorräten gespeist werden, so bringt eine den Abfluß erleichternde Fassung stets eine Vergrößerung der Ergiebigkeitsschwankungen mit sich. So beträgt z. B. die Ergiebigkeit der zur Wasserversorgung von Wiesbaden nutzbar gemachten Quellen 103 bis 8 sl, und diejenigen des Wasserwerks der Stadt Freiburg i. B. liefern 140 bis 70 sl.

Abb. 37. Quellfassungen für die Wasserversorgung von Iserlohn. M. 1 : 20000.



Manche Quellen versiegen in trocknen Zeiten vollständig, obgleich sie von einem ausgedehnten Niederschlagsgebiet versorgt werden, das hat seinen Grund in einer zu geringen Mächtigkeit des Grundwasserträgers. Bildet die gefaßte Quelle nicht den einzigen Ausgangspunkt des unterirdischen Wasserlaufs, und sind die übrigen Abflüsse nicht durch Quellfassungen zu gewinnen, so kann dies durch eine Verbindung der Quellfassung mit Sickerschlitzen oder dgl. erreicht werden.

Den Quellfassungen nahe verwandt sind die bergmännisch getriebenen Sammelstollen, durch die man in einzelnen Fällen aus den Klüften geschichteter Gesteine brauchbares Wasser erschlossen hat. Die Abschätzung der Ergiebigkeit derartiger Anlagen ist sehr schwierig, weil die Größe des Zuflusses von manchen Nebenumständen

abhängt. Beispielsweise lieferte 1 ha des Sammelgebiets des durch Kreidemergel getriebenen Wasserstollens von Lüttich 4 bis 7 cbm, dagegen 1 ha des im Bundsandstein liegenden Wolfsbrunnens bei Heidelberg nur 2,6 bis 4,7 cbm täglich.

Sammelstollen haben den Vorteil, daß man, falls in dem wasserhaltenden Gestein durchlässige Schichten mit unter steilem Winkel fallenden undurchlässigen abwechseln, Verschlußvorrichtungen anbringen kann; hierdurch wird es möglich, einen zeitweiligen Wasserüberfluß für die Zeit des starken Verbrauchs aufzuspeichern. Eine solche Verschlußvorrichtung ist beispielsweise für Wiesbaden ausgeführt.

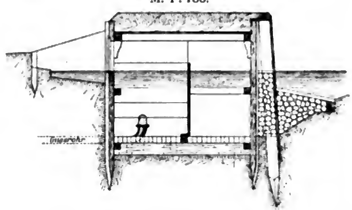
§ 21. Wasserentnahme aus fließenden und stehenden Gewässern. Bei Verwendung des Wassers der fließenden Gewässer und der Landseen ist nur die Entnahme eines Teils vorhandener größerer Wassermengen erforderlich. Bei Flußwasser sind die an ein gutes Trinkwasser zu stellenden Anforderungen fast nie zu erreichen, weil die Wärme des Flußwassers im Sommer sehr hoch ist, im Winter dagegen oft dem Gefrierpunkte nahekommt. Da man jedoch dem Flußwasser durch Ablagerung und Filterung nicht allein die Sinkstoffe, sondern auch die feinen, schwebenden Stoffe entziehen kann, so läßt sich bei nicht zu großer Verunreinigung des Flusses diesem ein gutes, stets in ausreichender Menge vorhandenes Brauchwasser entnehmen, das seiner Weichheit wegen zu fast allen wirtschaftlichen und gewerblichen Zwecken geeignet ist.

Das aus Seen gewonnene Wasser ist meistens weich und hat bei Entnahme aus den unteren, kühleren Wasserschichten einen Wärmegrad, der dem für ein gutes Trinkwasser geforderten nahekommt. Diese nach der Tiefe zu allmählich stattfindende Wärmeabnahme zeigte sich bei Messungen im Züricher See z. B. in der Weise, daß die Wasserwärme, welche Anfang Juni an der Oberfläche 19° C betrug, bei 16 m Tiefe 6,7° C ergab.

a) **Entnahme aus fließenden Gewässern.** Um die gröberen Sinkstoffe von der Hauptzuleitung fern zu halten, kann am Ufer ein kleiner Behälter erbaut werden, in welchem sich jene ablagern.

So wird z. B. das zur Versorgung des Bahnhofs Herzberg nötige Wasser einem aus dem Siberfluß abzweigenden Mühlgraben durch den in Abb. 38[36]) dargestellten, in Holz ausgeführten Behälter entnommen, der zum Schutz gegen Frost eine Bohlenabdeckung mit darüber befindlicher Erdschüttung erhalten hat und in welchem ein Holzkasten, außerhalb dessen sich die von Zeit zu Zeit zu entfernenden Sinkstoffe ablagern, den durch ein feines Sieb geschützten Rohrkopf aufnimmt.

Abb. 38. Wasserentnahme für den Bahnhof Herzberg. M. 1 : 100.



Bei kleinen Pumpwerken kann das Saugrohr in einen in der Nähe des Ufers hergestellten Behälter münden, der mit dem Gewässer durch eine kurze, unter dessen Spiegel mündende Leitung verbunden ist; von dieser werden die gröberen Sinkstoffe durch einen Steinwurf ferngehalten.

36) Reitemeier, »Notizen über die Wasserleitung vom Sibertale zum Bahnhof Herzberg« in der Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Vereins zu Hannover, 1874.

Vollständige Anlagen zur Wasserentnahme sind mit engmaschigen Gittern oder Sieben zum Fernhalten von schwimmenden Gegenständen, kleinen Fischen und Fischbrut zu versehen und so einzurichten, daß der Eintritt des Wassers in die Leitung durch Frost und Eisgang nicht gestört werden kann. Auch muß, wegen Ausbesserung oder Reinigung der Leitung, der Wasserzufluß vollständig aufgehoben werden können.

Bei städtischen Wasserversorgungen muß die Entnahmestelle so weit oberhalb der Stadt gelegen sein, daß jene vor Verunreinigungen durch städtisches Abwasser und Fabriken gesichert ist.

b) Die Wasserentnahme aus Seen muß nicht nur unter dem niedrigsten Wasserspiegel, sondern auch unterhalb der sich im Winter bildenden, manchmal bis über 60 cm starken Eisdecke, und deshalb bei Seen mit flachen Ufern ziemlich weit von deren Rändern entfernt stattfinden. Diese Entfernung ist noch zu vergrößern, wenn für die Zwecke der Wasserversorgung Wasser von möglichst guter Beschaffenheit gewonnen werden soll, weil das in der Nähe flacher Ufer befindliche meistens reicher an pflanzlichen Beimengungen und auch wärmer ist, als dasjenige in tieferen Schichten. Andererseits darf die Entnahme auch nicht in zu großer Nähe des Bodens erfolgen, weil dort sich stets Ablagerungen von Schlamm und abgestorbenen Pflanzenresten befinden.

Die vom Ufer bis zur Entnahmestelle führende Leitung wird in den ausgebaggerten Seeboden versenkt oder auf Querhölzern verlegt, die an eingerammten Pfählen befestigt sind. Das seewärts gelegene Ende der Leitung wird im ersten Falle mit einem nach oben, im zweiten Falle mit einem nach unten gerichteten Knie mit Mundstück versehen und mit einem kastenartigen, zahlreiche Öffnungen besitzenden Verschlag umgeben.

Am Schlusse dieses Abschnitts sind einige Worte über die Sammelbecken zu sagen, durch welche man das Wasser der Bäche nutzbar macht. Die Sammelbecken haben aber verschiedene Zwecke und dienen, wie bereits erwähnt, in erster Linie der Aufspeicherung großer Wassermengen, so daß das Nähere dem folgenden Abschnitt angehört.

Für die Wasserversorgung kommt in Betracht, daß das aus Sammelbecken gewonnene, meistens weiche Wasser ebenso wie dasjenige der Flüsse und natürlichen Seen mit der Luft in Berührung steht, es unterscheidet sich aber von diesem in ungünstiger Weise dadurch, daß sich im Winter eine die Luft abhaltende Eisdecke leichter bildet, und daß ihm die Bewegung des Flußwassers mangelt. Diese Ruhe des in dem Wasserbecken befindlichen Wassers begünstigt jedoch das Ausscheiden auch sehr feiner Sinkstoffe. Dagegen entwickelt sich im Laufe der Zeit ein mannigfaltiges Tier- und Pflanzenleben, so daß das entnommene Wasser vor Verwendung zu Versorgungszwecken stets einer Reinigung bedarf.

E. Reinigen und Aufspeichern des Wassers.

§ 22. Die verschiedenen Reinigungsarten. Ohne die weniger wichtigen Arten (Reinigung des Wassers in kleinen Filtern für den jeweiligen Bedarf, Reinigen desselben für gewerbliche Zwecke und in Regenwasserzisternen)[37] zu besprechen, wenden wir uns zu den großen Reinigungsanlagen der Wasserwerke.

Da die natürlichen Wasserläufe nicht allein grobe und feine Sinkstoffe oft in großen Mengen, sowie viele lebende und abgestorbene organische Wesen mit sich führen, son-

[37] Für diese Gegenstände wird verwiesen auf »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, 4. Aufl. 1905, III. Teil, III. Bd., S. 247.

dern auch häufig das Schmutzwasser bewohnter Orte, von Fabriken usw. aufnehmen. so muß das Wasser fließender Gewässer, wenn es zur Wasserversorgung von Ortschaften dienen soll, vorher gereinigt werden. Dasselbe gilt von dem Wasser der Sammelbecken, falls nicht außer diesem ein anderes, besseres Wasser als Trinkwasser zur Verfügung steht.

Die Mittel zur Reinigung des Wassers zerfallen in solche, bei denen, wie z. B. bei der »Enteisenung« des Grundwassers durch Lüftung, chemische Vorgänge überwiegen, und in solche, bei denen die mechanischen die Hauptrolle spielen. Zu den Reinigungsarten der letzteren Art gehören die Reinigung durch Ablagerung und die Reinigung durch Filterung, wobei das Wasser zuerst in großen Ablagerungs- oder Klärbecken von den groben Sinkstoffen befreit und dann in Filterbecken einer vollständigen Reinigung unterzogen wird.

a) Reinigung durch Ablagerung. Die Klärung des Wassers kann entweder dadurch geschehen, daß man das Becken mit dem zu reinigenden Wasser füllt und dieses lange genug ruhig stehen läßt, oder daß ein beständiger Zu- und Abfluß stattfindet. Doch wird in der Regel, da im ersten Fall die Zeit des Füllens und Leerens für die Klärung verloren geht, die letztere Reinigungsart bevorzugt, wobei die einen Querschnitt von 0,5 bis 1 qm f. d. sl erfordernde Durchflußgeschwindigkeit nicht größer als 1 bis 2 mm in der Sekunde ist. Die Abklärungszeit wird zu 12 bis 30 Stunden angenommen. Da bei nur einem Zufluß und einem diesem gegenüberliegenden Abfluß sich zwischen beiden leicht eine Strömung bildet, während das Wasser links und rechts in Ruhe bleibt, so empfiehlt es sich, mehrere Zu- und Abflußstellen einzurichten, oder den Zu- und Abfluß in der ganzen Breite des Beckens stattfinden zu lassen.

Sohle und Wandungen der Klärbecken sind möglichst dicht herzustellen, indem man den Boden mit Tonschlag oder Beton und die Seitenwandungen entweder mit Pflaster bekleidet oder durch Mauerwerk (Abb. 39) einfaßt. Bei diesem im Querschnitt dargestellten offenen Klärbecken ohne beständigen Zu- und Abfluß besitzt der Boden der besseren Entleerung und Reinigung wegen ein mäßiges Gefälle nach der Mitte zu, wo sich unterhalb des Entleerungsrohrs eine vertiefte Stelle zur Aufnahme vorhandener Verunreinigungen befindet. Die Wassertiefe der Klärbecken beträgt, von Ausnahmefällen abgesehen, höchstens 3 bis 4 m.

Abb. 39. Querschnitt des Klärbeckens der Altonaer Wasserleitung. M. 1 : 400.



b) Reinigung durch Filterung. Ein Filter besteht aus einer wagerechten, nicht unter 0,5 m, wenn möglich aber 1 m starken, Filterbett genannten Schicht aus gewaschenem und möglichst gleichartigem Sande von $\frac{1}{3}$ bis 1 mm Korngröße, durch die das Wasser langsam hindurchsickert. Da hierbei die darin enthaltenen schwebenden Sinkstoffe, Pflanzenfasern u. dgl. zwischen den einzelnen Sandkörnern keinen Durchgang finden, so bildet sich alsbald eine aus den zurückgehaltenen Stoffen bestehende Decke, die auch die kleinsten in dem Wasser vorhandenen Teile zurückhält. Ein frisch angelassenes Filter liefert deshalb erst dann ganz reines Wasser, wenn sich eine »Filterhaut« über der Sandschicht gebildet hat.

Nimmt durch Verstärkung der Filterhaut deren Durchlässigkeit und damit die Leistungsfähigkeit des Filters ab, so muß dieses außer Tätigkeit gesetzt und die Haut mit der darunter liegenden 1,5 bis 3 cm starken Sandschicht abgenommen werden, wobei jedoch, wenn die Beschaffenheit des gefilterten Wassers nicht Not leiden soll, die noch

verbleibende und andernfalls durch frisches Material zu ergänzende Sandschicht nicht schwächer als 30 cm werden darf. Der unreine Sand wird gewaschen und kann dann wieder verwendet werden.

Unter der eigentlichen Filterschicht befinden sich Stützschichten, d. h. Lagen gröberen, nach oben allmählich feiner werdenden Materials, die jedoch keinen Einfluß auf das Filtern haben, sondern nur dem durch die Filterhaut gesickerten Wasser Durchfluß nach den Abzugskanälen verschaffen, den Filtersand aber zurückhalten sollen.

Die Ergiebigkeit des Filters hängt von der Druckhöhe des Wassers, d. h. von der Höhe des Wasserspiegels über der Unterkante des feinen, die Filterschicht bildenden Sandes ab. Diese Druckhöhe darf eine bestimmte Grenze nicht überschreiten, weil sonst die Arbeitsgeschwindigkeit des Filters, d. h. die Geschwindigkeit des durchsickernden Wassers, so groß ist, daß dieses nicht mehr genügend gereinigt wird. Man gibt deshalb der Wasserschicht über der Filterdecke gewöhnlich nicht mehr als 0,8 bis 1,0 m Höhe, alsdann beträgt die Ergiebigkeit bei einer 0,5 m starken Filterschicht für 1 qm Filterfläche etwa 120 l in der Stunde oder rund 3 cbm täglich.

Aus der Arbeitsgeschwindigkeit der Filter und der zu reinigenden Wassermenge ergibt sich die erforderliche Betriebsfläche der Filter, welcher noch ein Zuschlag für die in Reinigung und Wiederauffüllung begriffenen Filterbecken hinzuzufügen ist. Filter von 700 bis 1200 qm für kleinere, von 1200 bis 2000 qm für mittlere und von 2000 bis 3500 qm Fläche für große Anlagen haben sich am zweckmäßigsten erwiesen. Im Durchschnitt kann man annehmen, daß von zehn Filtern nur sieben gleichzeitig tätig sind, während eins in Entleerung, eins in Reinigung und eins in Wiederauffüllung begriffen ist.

Man unterscheidet offene und bedeckte Filter, von denen die letzteren entweder überwölbt oder überdacht sein können. Der Betrieb der offenen Filter leidet bei heißer Witterung unter der Bildung von Algen u. dgl., in strengen Wintern dagegen durch die Eisdecke, welche behufs Lüftung und Reinigung der Filter wiederholt zu entfernen ist. Diese Übelstände werden durch eine das Wasser vor der Einwirkung der Sonne schützende und die Eisbildung verhindernde Überwölbung der Filter beseitigt. Eine Erdüberdeckung verhindert außerdem die Einwirkung des Frostes auf das Bauwerk.

Abb. 40. Schnitt durch ein Filter der Altonaer Wasserleitung. M. 1 : 400.

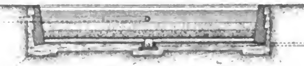
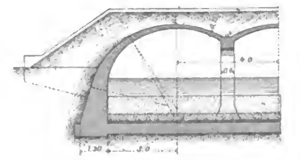


Abb. 41. Schnitt durch die Filteranlage des Stralsunder Wasserwerks. M. 1 : 200.



Die seitlichen Begrenzungen der Filter werden entweder durch senkrechte Mauern oder durch geböschtes Pflaster aus natürlichem Stein oder hart gebrannten Backsteinen hergestellt und müssen wie die Sohle wasserdicht sein. Ein offenes Filter der Altonaer Wasserleitung ist in Abb. 40 im Querschnitt dargestellt, während Abb. 41 einen Teil des senkrechten Schnitts durch die überwölbte Filteranlage des Stralsunder Wasserwerks darbietet.

Der höchste Wasserstand in den Filtern soll möglichst unter dem tiefsten der Klärbecken, und ihr niedrigster Wasserspiegel über dem höchsten des Reinwasserbehälters liegen. Ferner sind die Filterbecken so hoch zu legen, daß sie ohne Zuhilfenahme von Pumpen vollständig entleert werden können.

Eine Überwölbung oder Überdachung der Filter ist trotz der damit verbundenen Kosten zu empfehlen. Aus den Filtern gelangt das Wasser zunächst in einen Reinwasserbehälter, der bei deutschen Wasserwerken überwölbt zu sein pflegt.

Die Ausgaben für das Filtern von 1000 cbm Wasser belaufen sich, je nach der Beschaffenheit des zu filternden Wassers, der Höhe der Arbeitslöhne und der Kosten des Ergänzungssandes auf 1,5 bis 3,5 M.

c) **Die Enteisenung des Grundwassers**[38], das, wenn es aus tieferen Bodenschichten gewonnen wird, häufig eine Lösung von Ferrobikarbonat (doppeltkohlensaures Eisenoxydul) enthält, erfolgt durch Lüftung und Filterung, indem die genannte Eisenverbindung bei der Berührung mit der Luft sich in unlösliches Eisenoxydhydrat verwandelt, welches durch Filterung dem Wasser entzogen werden kann.

Eine große Anzahl Enteisenungsanlagen wurde in der Weise angelegt, daß das Wasser aus einer Brause als feiner Regen etwa 2 m hoch auf den Wasserspiegel des Filters fällt, dessen Wasserhöhe je nach der leichteren oder schwereren Fällbarkeit des Eisens kleiner oder größer angenommen wird und zwischen 0,5 und 2,0 m schwankt. Das Wasser durchsickert, nachdem die Flockenbildung des entstehenden Eisenoxydhydrats genügend vorgeschritten ist, ein 30 cm starkes Kiesfilter und kann dann als gereinigt dem Reinwasserbehälter zugeführt werden. Doch darf das eisenhaltige Wasser nicht sofort nach der Lüftung gefiltert werden, weil es, nachdem es sich während des Niederfallens und infolge der Zerstäubung auf dem Wasserspiegel des Filters mit Luft gesättigt hat, zunächst seine Klarheit noch beibehält und erst nach $\frac{1}{2}$ bis $1\frac{1}{2}$ Stunden die unlöslichen Eisenoxydhydratflocken ausscheidet.

Statt des Regenfalls kam auch eine Rieselung des Wassers über Koksstücke und statt des Kiesfilters ein Sandfilter zur Anwendung[39], wobei die stündliche Rieselungsmenge 2 bis 4 cbm für 1 qm Querschnitt des Lüfters, und die Filterung 0,5 bis 0,6 cbm in der Stunde für 1 qm Filterfläche betrug.

Ist das Eisen, welches durch die Lüftung mittels Regenfall oder Rieseler gewöhnlich leicht herausfällt, ganz oder zum Teil an Huminstoffe gebunden, so wächst der Widerstand, den es der Oxydation durch die atmosphärische Luft entgegenstellt; in diesem Fall hat sich die Anwendung des Ozones (O_3), das zugleich die in dem Wasser enthaltenen Bakterien tötet, als wirksam erwiesen.

§ 23. Zweck und Hauptarten der Wasserbehälter. Der Wasserverbrauch unterliegt, wie in § 14 nachgewiesen ist, erheblichen Schwankungen, auch bei der Zuleitung des Wassers ist dasselbe nicht selten der Fall, diese Schwankungen erfolgen aber nicht gleichmäßig. Bei Quellwasserleitungen beispielsweise tritt im Sommer die kleinste Ergiebigkeit ein, während der Wasserverbrauch der Städte alsdann am größten ist. Aufspeicherung des Wassers in Behältern hat den Zweck, jene Schwankungen auszugleichen und sie dadurch unschädlich zu machen.

Man kann bei den Wasserbehältern drei Hauptarten unterscheiden. Die erste umfaßt die Behälter, deren Wandungen und Sohlen größtenteils von dem gewachsenen Boden eines Bachtales gebildet und nur zum Teil durch Mauern oder Dämme künstlich hergestellt werden. Die Speisung erfolgt durch ein kleines fließendes Gewässer. Es empfiehlt sich, größere derartige Behälter Sammelbecken zu nennen, die kleineren aber Weiher oder Teiche.

---

[38]) Ausführliches siehe im »Handbuch d. Ing-Wissensch.«, 4. Aufl. 1904, III. Teil, Bd. III, S. 272 bis 289.

[39]) C. PIEFKE, »Über die Nutzbarmachung eisenhaltigen Grundwassers für die Wasserversorgung von Städten« in dem Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1891, S. 85 bis 88.

Von der Verwendung der Sammelbecken bei Wasserversorgungen ist bereits die Rede gewesen, sie finden aber noch mancherlei andere Anwendungen, namentlich für Verkehrszwecke sind sie nicht selten ausgeführt; die ältesten derartigen Anlagen dienten der Holzflößerei. Für Schiffahrtskanäle werden Sammelbecken angelegt, um bei Wassermangel die Wasserverluste und den Wasserverbrauch des Betriebes namentlich in den hochliegenden Strecken der Kanäle zu decken. Man nennt jene Becken dann gewöhnlich Speisebehälter. — Der Flußschiffahrt nutzen die Sammelbecken insofern, als man mit dem aufgespeicherten Wasser die niedrigen Wasserstände schiffbarer Flüsse zeitweilig heben kann, auch für Wasserkraftmaschinen ist Ähnliches unter Umständen sehr erwünscht. Manche große Sammelbecken der neueren Zeit sind lediglich behufs Beschaffung des Betriebswassers für Wasserkraftmaschinen erbaut. — Der Nutzen der Sammelbecken für die Bewässerung der Ländereien darf, obwohl in Deutschland vergleichsweise selten vorkommend, auch nicht unerwähnt bleiben. Man muß aber berücksichtigen, daß bestehende Wiesenbewässerungen einen Teil des aufgespeicherten Wassers beanspruchen. — An den Hochwassern der Flüsse läßt sich durch Anlage von Sammelbecken nur wenig ändern.

Eine zweite Hauptart der Behälter sind die Hochbehälter oder Ausgleichbehälter der Wasserwerke. Diese haben meistenteils ihren Platz an den Enden der Hauptzuleitungen des Wassers und bilden den Ausgangspunkt für dessen Verteilung. Näheres wird in § 25 besprochen werden.

Drittens mögen noch die Behälter für verschiedene, vergleichsweise untergeordnete Zwecke genannt werden. Hierher gehören die Regenwasserzisternen, ferner die Sammelschächte der Wassergewinnungsanlagen, die Klärbecken, die Reinwasserbehälter für das gefilterte Wasser und dergl. mehr.

Gemeinsam ist sämtlichen Wasserbehältern, daß sie außer den Einrichtungen für den Zufluß und den regelmäßigen Abfluß des Wassers auch eine solche für die Ableitung überflüssigen Wassers, also eine Entlastungsvorrichtung, nicht minder eine Einrichtung für gänzliche Entleerung des Behälters erhalten müssen.

§ 24. Teiche und Sammelbecken. Die Dämme und Mauern, welche die Teiche und die Sammelbecken abschließen, sind Stauwerke, deren Kronen im wesentlichen oberhalb des höchsten Wasserstandes des Behälters liegen. Die im Wege des Erdbaues hergestellten Begrenzungen werden Staudämme, die Mauern aber Staumauern oder Talsperren genannt; ihre Beziehungen zu den aufgesammelten Wassermengen sind aber so innig, daß sie an dieser Stelle und nicht in dem die sonstigen Stauwerke betreffenden Abschnitt B des IX. Kapitels behandelt werden dürfen.

Jene Beziehungen treten unter anderen bei der Höhenlage der Krone hervor. Es wird verlangt, daß diese von den Wellen des Wasserspiegels des Beckens frei bleibt. Die Wellenhöhe steigt aber mit der Größe der Grundfläche des Beckens; auf Grund von Erfahrungen nimmt man den Abstand zwischen dem normalen Wasserspiegel und der Krone des Bauwerks zu 2,0 bis 3,5 m an. Wenn die Krone an der Wasserseite durch eine dichte Brüstung begrenzt wird, kann man jenes Maß auf letztere beziehen.

Der Grundriß gestaltet sich bei den Staudämmen anders, als bei den Talsperren. Den ersteren kann man eine gerade Mittellinie geben und den Anschluß an das höher liegende Gelände durch Flügel bewirken; die Ecken werden abgerundet. Dagegen greifen die Talsperren unvermittelt in die Abhänge der Täler ein und sie erhalten einen gekrümmten Grundriß, konkav an der Luftseite.

a) **Staudämme.** Bei Höhen bis etwa 6 m genügen gewöhnlich Kronenbreiten von 2 bis 4 m und an der Wasserseite zweifache, an der Landseite einundeinhalbfache

Böschungen. Ähnlich wie Deiche werden diese Dämme am besten aus einer Mischung von fettem Boden und Sand hergestellt, die man in dünnen Lagen einbringen und gut dichten muß. Bei geschützter Lage des Dammes dürfen die Böschungen mit Rasen bekleidet werden.

Bei größeren Höhen beschränkt man sich darauf, einen Teil der Staudämme wasserdicht zu bauen, macht diesen aber mit besonderer Sorgfalt aus sog. Tonschlag, d. i. toniger, angefeuchteter Boden mit Sand oder Kies gemischt und wie Zementbeton verarbeitet. Hiermit Hand in Hand geht eine Vergrößerung der Kronenbreite auf 6 bis 8 m, sogar 10 m breite Kronen kommen vor.

Der Tonschlag kann an der Wasserseite als eine sog. Dammbrust eingebaut werden; er erhält alsdann einen trapezförmigen Querschnitt, außen mit einer etwa einfachen Böschung. Die Dammbrust greift je nach Beschaffenheit des Untergrundes mehr oder weniger tief in diesen ein; sie wird mit einem guten, in groben Kies gebetteten oder in Mörtel verlegten Pflaster bekleidet.

In Frankreich hat man die wasserseitigen Böschungen mitunter treppenartig gestaltet, dann wechseln etwas schräg stehende, wasserdichte, und auf Beton ruhende Mauern von 0,5 m Stärke und etwa 2 m Höhe mit 2,2 m breiten gepflasterten Bermen ab.

In England gibt man einer in der Mitte des Dammes stehenden wasserdichten Wand den Vorzug. Eine solche erhält 2 bis 4 m Kronenbreite und $\frac{1}{12}$ bis $\frac{1}{24}$ Anzug auf beiden Seiten; ihre mittlere Dicke soll mindestens ein Drittel der Dammhöhe betragen. Das Fundament erhält lotrechte Begrenzungen und eine mit der Beschaffenheit des Untergrundes wechselnde Tiefe.

Ähnlich sind die Grundschlitze der Staudämme und Teiche, durch welche man sich bei unzuverlässigem Untergrunde gegen eine Unterspülung des Bauwerks, also gegen einen »Grundbruch« sichert.

Daß eine sorgfältige Säuberung der Grundfläche des Dammes dessen Erbauung vorangehen muß, ist selbstverständlich.

Als größte zulässige Höhe der Staudämme nimmt man bei uns 15 m an, in England und namentlich in Amerika geht man weiter bis etwa 30 m.

Zur Regelung des Wasserstandes der Teiche dienen gewöhnlich steinerne oder hölzerne Durchlässe, deren Öffnungen an der Wasserseite durch Schütztafeln mehr oder weniger geschlossen werden. Im einfachsten Falle genügt ein derartiges an der tiefsten Stelle des Teiches als »Grundablaß« erbautes Bauwerk; nach Bedarf wird außerdem ein zweites, höher liegendes als Ausgangspunkt eines Grabens hergestellt. Große Staudämme erhalten behufs Entnahme des Wassers und zur Entlastung die bei den Talsperren üblichen Einrichtungen[40]).

b) Lage der Talsperren und Sammelbecken. Die Wahl einer zweckmäßigen Stelle für Sammelbecken hat auf Grund eingehender Bodenuntersuchungen zu erfolgen, außerdem sind genaue geometrische und hydrometrische Arbeiten erforderlich. Der Untergrund der Sperre muß sehr tragfähig und undurchlässig sein, auflagernde durchlässige Massen müssen sowohl unter dem Fundament, wie an den seitlichen Anschlüssen der Mauern sorgfältig entfernt werden.

Die Vermessungsarbeiten liefern Pläne mit Schichtenlinien, mit deren Hilfe man den Inhalt der Becken bei verschiedener Lage des Wasserspiegels leicht ermittelt. Die günstigste Lage der Talsperren sind enge Stellen des Tales mit Erweiterungen oberhalb derselben; möglichst geringe Abmessungen der Sperren bei großem Beckenraum sind zu erstreben. Schwache Längsgefälle der Talsohle sind somit vorteilhafter, als steile.

[40]) Ausführlicher sind die Staudämme besprochen in: KRAFT, »Über Teichbauten«, Wochenschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1882, S. 1.

Die hydrometrischen Arbeiten betreffen die Größe der Niederschläge in einer Reihe von Jahren und die Messung der Wassermengen der speisenden Bäche. Hiervon ist in Abschn. C, § 13 bereits die Rede gewesen.

c) Stauhöhen. Größe und Leistung der Sammelbecken. Nachdem eine zweckmäßige Lage für eine Talsperre ermittelt ist, handelt es sich um Bestimmung ihrer Höhe. Dabei ist zu berücksichtigen, daß die Aufwendungen für ein Kubikmeter der Beckenfüllung um so geringer sind, je höher die Staumauern. Man sollte aber die ausgeführten Höhen nicht erheblich überschreiten und könnte zunächst rund 50 m Stauhöhe versuchsweise annehmen, falls die Örtlichkeiten nicht von vornherein eine geringere Höhe bedingen. Es kommt aber auch vor, daß der Inhalt des Beckens gegeben ist, dann liegt auch die Höhe der Talsperre fest; ein solcher Fall wird weiter unten besprochen werden.

Das Nähere wird wohl am besten an der Hand einer bestimmten Örtlichkeit erläutert. Hierzu wählen wir den Entwurf des in Abb. 42 bis 44 dargestellten Sammelbeckens. Das hierbei benutzte Tal der Köhlbrandwiese gehört dem Flußgebiet der Wiese (südwestl. Schwarzwald) an, woselbst sich zahlreiche, mit Wasserkraft arbeitende, aber zeitweilig an Wassermangel leidende Fabriken befinden und es war zu ermitteln, ob man durch Herstellung von Sammelbecken Abhilfe schaffen könne[41]).

Nachdem die geognostische Untersuchung[42]) des genannten Tals befriedigend ausgefallen war, wurde daselbst eine Stelle für eine Talsperre ermittelt, die den besprochenen Anforderungen entspricht, als Stauhöhe wurden vorläufig 50 m angenommen, als Inhalt des gefüllten Beckens ergaben sich aus dem Lageplan (Abb. 42) 6,80 Millionen cbm. Den Längenschnitt des Beckens bringt Abb. 43. Ferner wurden mit dem 1. Juli 1902 anfangend während eines ganzen Jahres die täglichen Abflußmengen der Köhlbrandwiese ermittelt; man fand für das Jahr 1902/03 eine Abflußmenge von 25678000 cbm. Aus einem Vergleich der Niederschläge des Beobachtungsjahres mit denjenigen einer Reihe benachbarter Jahre folgte, daß das erstere ein »trockenes Jahr« ist.

Im Naturzustande der Gewässer erfolgt der Abfluß stets sehr ungleichmäßig, das ist für den vorliegenden Fall durch Abb. 44, S. 287, woselbst die Zeiten des Beobachtungsjahres als Abszissen und die täglich abfließenden Wassermengen als Ordinaten einer steigenden und fallenden starken Linie aufgetragen sind, anschaulich gemacht. Durch das Sammelbecken wird ein gleichmäßiger Abfluß erzielt und dieser berechnet sich, indem man die angegebene Jahreswassermenge durch 365 dividiert, zu 70350 cbm täglich, d. i. 0,81 cbm/sek. Dieser gleichmäßigen Abflußmenge entspricht die strichpunktierte horizontale Linie der genannten Abbildung und man erkennt sofort, wann Zufluß oder aber Abfluß überwiegend sind.

Nun ist zu untersuchen, wie die Beckenfüllungen sich während des Beobachtungsjahres gestaltet haben würden, und das geschieht durch Aufstellung eines sog. Haushalts- oder Wirtschaftsplanes in folgender Weise:

Aus Abb. 44 geht hervor, daß der Wasserspiegel des Beckens mit Ablauf des Monats November einen sehr tiefen Stand gehabt haben würde, vollständige Entleerung darf aus naheliegenden Gründen nicht vorausgesetzt, auch nicht erstrebt werden. Für den Ablauf des November mag deshalb eine Beckenfüllung von 100000 cbm schätzungsweise eingeführt werden. Hiervon ausgehend berechnen sich die Beckenfüllungen unter Berück-

[41]) Ergebnisse einer hydrographischen Untersuchung über die Anlage von Stauweihern im Flußgebiet der Wiese. Beiträge zur Hydrographie des Großherzogtums Baden. Elftes Heft. Karlsruhe 1905.

[42]) Allgemeine Gesichtspunkte für die geognostischen Untersuchungen s. Leppla, Geologische Vorbedingungen der Staubecken. Zentralblatt für Wasserbau und Wasserwirtschaft. 1908.

Abb. 42 bis 44. Entwurf eines Sammelbeckens im Tale der Köblgartenwiese.

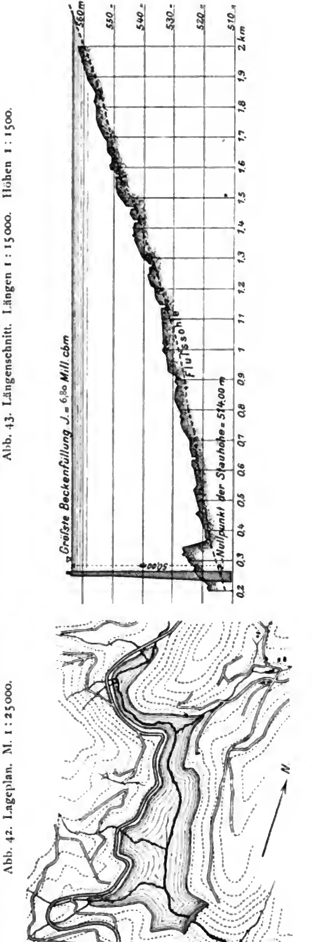


Abb. 42. Lageplan. M. 1 : 25000.

Abb. 43. Längenschnitt. Längen 1 : 15000. Höhen 1 : 1500.

Sekundliche Zuflüsse. Sekundliche Abgaben.

Entleerung = 190 Tage

Füllung = 175 Tage

Abgabe = 0,81 cbm

4 cbm

Juli August September Oktober November December Januar Februar März April Mai Juni

1902 1903

Abb. 44. Ausgleich der Wasserlieferung für das Beobachtungsjahr.

sichtigung der bereits ermittelten Abgabe von 0,81 cbm/sek = 70350 cbm täglich, so wie nachstehend, jedoch nur auszugsweise, angegeben ist:

Zeitabschnitt	Tage-Anzahl	Zufluß (in 1000 cbm)	Abgabe (in 1000 cbm)	Mehr-zufluß (in 1000 cbm)	Mehr-abgabe (in 1000 cbm)	Beckenfüllung in 1000 cbm	Bemerkungen
			(Täglich 70,35)			100	Ende November
1.—31. Dezember .	31	3676	2181	1495	—	1595	
1.—31. Januar . .	31	4235	2181	2054	—	3649	
1.—28. Februar . .	28	1486	1970	—	484	3165	
		*	*		*		
1.—20. Mai . . .	20	2581	1407	1174	—	6126	Höchster Stand
21.—31. Mai . . .	11	644	774	—	130	5996	
1.—30. Juni . . .	30	1325	2111	—	786	5210	
		*		*		*	
1.—26. November .	26	956	1829	—	873	79	Tiefster Stand
27.—30. November	4	302	281	21	—	100	

Das Ergebnis ist, daß bei einer Abgabe von 0,81 cbm/sek vollständige Ausgleichung des Abflusses bewirkt wird, ohne das Becken zu überlasten, denn dasselbe kann, wie bereits angegeben ist, bis 6,80 Millionen cbm aufnehmen.

Wenn es sich um die Ausführung des besprochenen Beckens gehandelt hätte, würde man wahrscheinlich untersucht haben, welchen Einfluß eine mäßige Senkung des Stauspiegels auf den Haushaltsplan und auf die Baukosten hätte.

Zu vollständigen Untersuchungen über Sammelbecken gehören verschiedene Punkte, welche wir hier nur andeuten können. Die aus den Becken abfließenden Wassermengen erleiden auf dem Wege nach den Verbrauchsstellen mancherlei Verluste, die man abschätzen kann. — Auf der anderen Seite veranlassen Rücksichten auf die Sonntagsruhe, daß die Triebwerke an Sonntagen wenig Wasser verbrauchen, was den Werktagen zugute kommt. — Nasse Jahre bringen überreichlich Wasser und es drängt sich die Frage auf, ob von der Größe eines geplanten Beckens verlangt werden soll, daß dasselbe auch hier ausgleichend wirkt. Man nimmt an, daß dies namentlich bei Wasserversorgungen erwünscht sei.

In den in Anmerkung 41 bezeichneten Mitteilungen über die Anlage von Stauweihern im Flußgebiet der Wiese sind außer einem Becken im Tale der Köhlgartenwiese noch drei andere Becken mit Stauhöhen von bzw. 45, 50 und 36 m eingehend besprochen. (Die letztgenannte geringere Höhe war wegen Beschränkung der Länge des Beckens durch Ortschaften geboten.) Bei den Ausgleichlinien dieser Becken hat man für den Winter eine höhere Lage als für den Sommer in Aussicht genommen, um die Zuflüsse so gut wie möglich auszunutzen. Sodann ist sorgfältig untersucht, in wie weit die von drei Triebwerken großer Fabriken benutzten Wassermengen sich durch Herstellung der besprochenen vier Sammelbecken vermehren ließen und wie hoch diese Verbesserungen einzuschätzen wären. Das Ergebnis ist, daß im vorliegenden Falle die Erbauung von Talsperren schwerlich wirtschaftlich wäre.

Ein anderes Bild bieten die neueren Sammelbecken nebst Zubehör, bei welchen die großen Fortschritte des Maschinenbaues und der Elektrotechnik verwertet sind. Man läßt das aufgespeicherte Wasser nicht frei ausfließen, sondern leitet es zum Teil nach Turbinen (Wasserrädern mit vertikalen Achsen), die bei hohem Wasserdruck sehr große Arbeit verrichten. Diese Arbeit läßt sich verwenden, einerseits um bei Wasserversor-

gungen mit Hilfe eines Pumpwerks den Hochbehälter zu speisen, anderseits um stark gespannte elektrische Ströme zu erzeugen, die man ohne großen Verlust in die Ferne leiten und in der Stadt für elektrische Beleuchtung, für Straßenbahnen usw. benutzen kann.

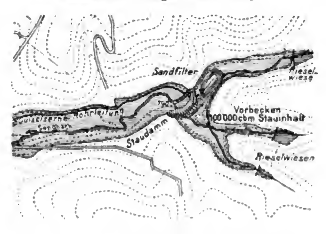
Bei derartigen Anlagen beansprucht die Wasserversorgung nur einen geringen Teil des Sammelbeckens, der weitaus größere dient zur Erzeugung von Triebkraft. Das Ganze ist auch dadurch beachtenswert, daß die Größe des Beckens, nebst der Höhe der Talsperre sich zum voraus schätzungsweise ermitteln lassen.

Das Weitere soll durch Vorführung einer bestimmten Ausführung erläutert werden; wir wählen hierzu das Sammelbecken für die Stadt Solingen, die unten vermerkten Mitteilungen enthalten Näheres[43]). Solingen liegt im Gebiete der Wupper; in ungefähr 5 km Entfernung von der Stadt mündet in die Wupper ein Bach, der Sengbach, dessen Tal für die Herstellung eines Sammelbeckens geeignet befunden wurde. Das zugehörige Niederschlagsgebiet mißt 11,8 qkm.

Von der zeitigen Einwohnerzahl der Stadt (46000 E.), einem Jahresbedarf von 18 cbm für den Kopf und der Möglichkeit einer Zunahme der Einwohnerzahl bis auf 100000 ausgehend, hat man den zukünftigen jährlichen Bedarf an »Trinkwasser« mit 1800000 cbm eingeschätzt, der Sicherheit wegen sind 2 Millionen angesetzt.

Als durchschnittliche jährliche Abflußmenge des Sengbachs sind aber $8\frac{1}{2}$ Millionen cbm ermittelt und es lag nahe, den Überschuß durch Erbauung eines Kraftwerks nutzbar zu machen. Für ein solches stand jedoch außerdem in der Wupper ein Gefälle von 5 m zur Verfügung; es mußten deshalb in dem Kraftwerk neben den vom Sammelbecken gespeisten Hochdruck-Turbinen auch Niederdruck-Turbinen angelegt werden. Bei dieser Lage der Sache war eine sichere Vorausberechnung des Inhalts des Sammelbeckens ausgeschlossen. Man konnte jedoch aus den Betriebsergebnissen eines im Gebiete der Wupper bestehenden Sammelbeckens ableiten, daß für Solingen ein Beckeninhalt von mindestens $2\frac{1}{2}$ Millionen cbm in Aussicht zu nehmen sei. Der Sicherheit wegen hat man jedoch 3 Millionen angenommen.

Abb. 45. Lageplan des oberen Teils des Sammelbeckens für Solingen. M. 1 : 12500.



Dem doppelten Zweck der Gesamtanlage (Wasserversorgung und Kraftgewinnung) entsprechen die baulichen Anordnungen. Am oberen Ende des Hauptbeckens ist für das Trinkwasser ein Vorbecken von 100000 cbm Inhalt durch einen im Grundriß mit 50 m Halbmesser gekrümmten Staudamm abgegrenzt (Abb. 45). Das in einem Unterwasser-Filter gereinigte Wasser wird durch eine in mäßiger Tiefe liegende Rohrleitung den Pumpen des Kraftwerks zugeleitet. Der Wasserspiegel des gefüllten Vorbeckens liegt 1,0 m höher, als der normale Wasserspiegel des Hauptbeckens und das im Vorbecken nicht verwendete Wasser fließt jenem durch einen Überfall zu.

Die Wassertiefe des Vorbeckens am Staudamm ist 8,5 m. Dieser Damm hat einen Betonkern erhalten, der unten 2,0 m und in Kronenhöhe 1,0 m stark ist. Die Ausführbarkeit einer vollständigen Entleerung und Reinigung des Vorbeckens ist gesichert.

---

[43]) Mattern, Das Wasser- und Elektrizitätswerk der Stadt Solingen. Eine Talsperren- und Wasserkraftanlage. Zeitschr. f. Bauwesen, 1904, S. 295. — Vgl. auch: Derselbe, Die Ausnutzung der Wasserkräfte. Leipzig 1906.

Die Größe des Vorbeckens genügt für den gewöhnlichen Bedarf, aber nicht bei andauernder Trockenheit. In diesem Falle tritt das Hauptbecken nebst besonderen Einrichtungen zum Reinigen des Wassers ergänzend ein. Im übrigen sei hinsichtlich des Hauptbeckens nur bemerkt, daß dessen Wassertiefe an der Talsperre von der Beckensohle ab gemessen 36 m ist.

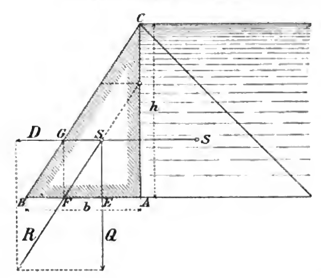
Die Einrichtungen für die Entnahme des Wassers sollen weiter unten kurz besprochen werden.

d) Die Talsperren. Es ist keine leichte Aufgabe, eine große Talsperre wasserdicht, standsicher und mit einem mäßigen Kostenaufwande herzustellen. Wasserdichtheit ist namentlich insofern zu fordern, daß man die Ausbildung durchgehender Wasseradern unbedingt verhindern muß. Es ist zu berücksichtigen, daß bei 25 m Druckhöhe die sekundliche Anfangsgeschwindigkeit des aus der Öffnung eines Behälters ausströmenden Wassers rund 22, bei 50 m Druckhöhe aber 31 Meter beträgt und daß derartigen Geschwindigkeiten kein Mauerwerk dauernd widerstehen kann.

Die Mittel und Wege zur Herstellung wasserdichten Mauerwerks werden weiter unten (s. § 27) besprochen, hier soll bemerkt werden, daß die bereits erwähnte bogenförmige Gestalt des Grundrisses der Sperren ihre Wasserdichtheit befördert und daß es zweckmäßig ist, an der Wasserseite unten eine Anschüttung von fettem Boden und Gerölle herzustellen, weil eine solche größere Wasseradern schwer aufkommen läßt.

Eine eingehende Besprechung der Standsicherheit und der Ausführung der Talsperren erfolgt im Kap. V im I. Bd. dieses Lehrbuchs in Anschluß an die Besprechung der Futtermauern.

Abb. 46. Kernform der Talsperren.



An dieser Stelle mag erwähnt werden, daß die Kernform aller einem Wasserdruck ausgesetzten Mauern ein rechtwinkliges Dreieck mit lotrechter Wasserseite ist, s. Abb. 46. h sei die Wassertiefe, zugleich die Höhe der Mauer und b ihre untere Breite, ferner seien γ und γ_1 das spezifische Gewicht des Wassers bzw. des Mauerwerks.

Die Momente der wirkenden Kräfte:

Wasserdruck . . . $D = \gamma \cdot \frac{h^2}{2}$

und

Gewicht der Mauer $Q = \gamma_1 \cdot \frac{b \cdot h}{2}$,

sind auf den Punkt F zu beziehen, dessen Abstand vom Eckpunkt B gleich $\frac{1}{3}b$ ist.

Wenn $EF = \frac{b}{3}$, somit $FG = \frac{h}{3}$ ergibt sich als Näherungswert

$$b = h\sqrt{\frac{\gamma}{\gamma_1}}. \qquad (7)$$

Wie die übliche, in Abb. 46 dargestellte Querschnittsform der Talsperren sich aus der Kernform entwickelt, ist an der unten bezeichneten Stelle besprochen[44]).

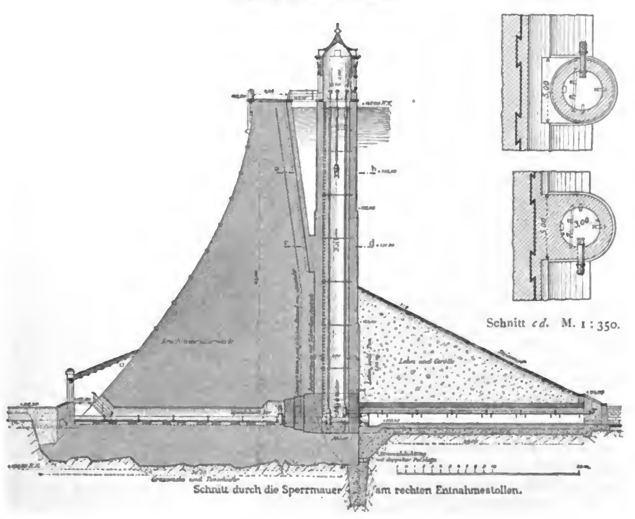
Früher erfolgte die Entnahme des Wassers nicht selten durch gemauerte, verschließbare Kanäle, die in der Mitte der Talsperre oberhalb der Fundamente hergestellt

[44] Sonne und Esselborn, Elemente des Wasserbaues. Leipzig 1904. S. 45 ff.

wurden, mitunter hat man jedoch Stollen bevorzugt, welche in den neben den Sperren befindlichen Felsen bergmännisch vorgetrieben wurden. Neuerdings pflegt man jene gemauerten Kanäle mit eisernen Rohren auszustatten. An der Wasserseite werden die Rohre besonders stark vermauert. Die Absperrschieber befinden sich ebendaselbst sie

Abb. 47 bis 51. Talsperre für Solingen.

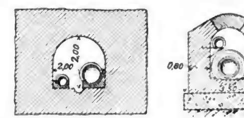
Abb. 47 bis 49. Querschnitt durch die Mauer am rechtsseitigen Entnahmeschacht und wagerechte Schnitte durch den Schacht. Schnitt *ab*.



Schnitt durch die Sperrmauer am rechten Entnahmestollen.

werden von oben her mit Gestängen und Winden gehoben und gesenkt. Ein sog. Entnahmeschacht nimmt die Gestänge auf und macht die Schieber zugänglich. Um die Geschwindigkeit des ausströmenden Wassers zu mäßigen, kann man die Rohre in einem offenen Behälter endigen lassen und hierdurch ein sog. Wasserpolster bilden.

Abb. 50 u. 51. Schnitte durch den Rohrstollen und den Rohrkanal. M. 1 : 175.



Über die Entnahmevorrichtungen für Solingen ist unter Hinweis auf Abb. 47 bis 51 zu bemerken, daß dieselben doppelt vorhanden sind, einerseits in Rücksicht auf die Ausführung des Baues, anderseits um einen ununterbrochenen Betrieb des Kraftwerks zu sichern.

Jede dieser Vorrichtungen besteht aus einem im Mauerwerk hergestellten Rohrstollen, einem Rohrkanal unter der Erdschüttung und einem Entnahmeschacht. Das Wasser für das Kraftwerk gelangt aus jenem Kanal in das 700 mm weite eiserne Rohr des Rohr-

stollens. Das Wasser für die Wasserversorgung wird zunächst dem Entnahmeschacht zugeführt; es kann entnommen werden entweder durch ein in dem Rohrkanal befindliches, 350 mm weites Rohr oder durch einen der zwei kurzen Rohreinlässe, die in den Wandungen des Entnahmeschachts angebracht sind (Abb. 48 u. 49). Diese Anordnungen machen es in erwünschter Weise möglich, Wasser aus verschiedenen Tiefen des Sammelbeckens zu entnehmen. — Sämtliche Rohre können durch Winden, Gestänge und Schieber geöffnet und geschlossen werden. Die Winden befinden sich in dem turmartigen Aufbau oberhalb des Schachts. Aus dem Entnahmeschacht fließt das Wasser in ein 350 mm weites, gleichfalls in Rohrstollen befindliches Rohr. Auf dem Wege nach dem Pumpwerk wird dasselbe sorgfältig gereinigt.

Auf die sonstigen Einzelheiten, die Einmauerung eines Teils der Rohre, die Absperrvorrichtungen usw. einzugehen, würde zu weit führen[45]).

Die Entlastung des Sammelbeckens wird meistenteils durch ein Überfallwehr bewerkstelligt, dessen Oberkante nicht viel unter dem normalen Stauspiegel liegt. Dies Wehr ist, wenn tunlich, neben der Talsperre zu erbauen, damit das überstürzende Wasser die Mauer nicht erreicht. Dasselbe soll lang genug sein, um bei gefülltem Becken große, ausnahmsweise vorkommende Zuflüsse abzuleiten. Über diese werden aber nur selten zuverlässige Zahlenangaben vorliegen, außerdem entsteht in dem Becken eine namhafte, aber nur schwer abzuschätzende Verzögerung des Hochwassers. Die Länge des Wehres läßt sich deshalb nicht mit Sicherheit berechnen. Wenn man nun dem Wehre nur eine mäßige Länge gibt, die Krone des Mauerwerks aber etwa 0,6 m unterhalb des Stauspiegels anordnet und zwei Dammbalken darauf legt, kann man die Leistung des Wehres nach Bedarf erheblich steigern. Diese Anordnung ist unter anderen für das Alfeld-Becken gewählt, daselbst hat das Entlastungswehr bei 420 ha Niederschlagsgebiet nur 9 m Länge[46]). Die Ableitung des überschüssigen Wassers wird treppenartig gestaltet, sodaß sich Kaskaden bilden. Diese können mitunter in dem oben erwähnten Wasserpolster endigen.

§ 25. Hochbehälter. Größe und Lage. Zuerst ist der meistenteils vorkommende Fall zu besprechen, daß die Herstellung eines Hochbehälters (Ausgleichbehälters) genügt. Ein solcher liegt am häufigsten vor oder neben der Stadt und wird soweit möglich in der Nähe des Pumpwerks erbaut. Ferner ist Verkürzung der Entfernung zwischen Stadt und Behälter wünschenswert.

Über die Größe des Behälters ist folgendes zu bemerken. Ist die Wasserförderung eine stetige und bleibt der Zufluß untertags um ebensoviel hinter dem Verbrauch zurück, als er in der Nacht den Bedarf übertrifft, so ist dieser Überschuß während der Nachtstunden in dem Behälter anzusammeln und am Tage wieder abzugeben.

Würde jener Unterschied z. B. 19% des 24stündigen Bedarfs betragen, so müßte der Behälter, da der größte Verbrauch das $1\frac{1}{2}$fache des durchschnittlichen beträgt, mindestens $1{,}5 \times 19$, d. h. 28,5% des durchschnittlichen 24stündigen Bedarfs zu fassen vermögen. In Rücksicht auf einen außergewöhnlichen Bedarf, wie beispielsweise bei einer Feuersbrunst, ist es jedoch zweckmäßig, die Behältergröße bei ununterbrochenem Betriebe nach einem Drittel des durchschnittlichen Tagesbedarfs zu bemessen. Bei Bemessung des Tagesbedarfs ist die nach Jahren eintretende Vergrößerung der Einwohnerzahl schätzungsweise zu berücksichtigen.

---

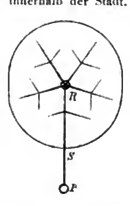
[45]) Näheres s. Zeitschr. f. Bauw. a. a. O. S. 330.

[46]) Fecht, »Anlage von Stauweihern in den Vogesen und Bau des Stauweihers im Alfeld« in der Zeitschrift f. Bauw. 1889, S. 233 ff. u. Bl. 32.

Wird die Betriebszeit auf die 12 Tagesstunden von 6 Uhr morgens bis 6 Uhr abends beschränkt, so muß die stündliche Förderung $\frac{100}{12} = 8{,}3\%$ des 24stündigen Durchschnittsbedarfs betragen und die Überschußmenge über den Tagesverbrauch angesammelt werden, um den Bedarf in den Nachtstunden zu decken. Betrüge dieser Überschuß 32 %, so müßte der Behälter wieder das $1\frac{1}{2}$fache, d. h. $1{,}5 \cdot 32 = 48\%$, oder rund die Hälfte des 24stündigen Bedarfs fassen können.

Im allgemeinen schwankt die erforderliche Größe des Behälters je nach der Dauer des Betriebs zwischen 21 und 64 % des 24stündigen Durchschnittsbedarfs. Durch Ausdehnung der Betriebszeit kann die Größe des Ausgleichbehälters eingeschränkt werden, was mit Rücksicht auf die Kosten, besonders wenn ein künstlicher Unterbau von großer Höhe für den Behälter erforderlich ist, oftmals geschieht.

Abb. 52. Hochbehälter innerhalb der Stadt.



Ein innerhalb der Stadt gelegener Hochbehälter ist kleiner oder größer anzulegen, je nachdem die Zuleitung, wie bei Abb. 52, schon unterwegs Wasser abgibt oder nicht. Beläuft sich, unter Voraussetzung dauernden Zuflusses, die Größe der Ansammlung auf etwa 30 % des größten Tagesbedarfs Q, und sei q die von der Leitung auf der Strecke SR abzugebende Wassermenge, so muß der Fassungsraum des Behälters nur gleich $0{,}3\,(Q-q)$ sein, während er, wenn, zwischen S und R keine Wasserabgabe erfolgt, für $0{,}3\,Q$ einzurichten ist. Außerdem wird bei Mitbenutzung der Zuleitung zur Abgabe von Wasser auch ein Hauptstrang erspart.

Wenn eine Quellwasserleitung den Hochbehälter speist, sind im wesentlichen dieselben Erwägungen wie bei stetigem Betriebe eines Pumpwerks am Platze. Immerhin dürfte es sich empfehlen, in diesem Falle den Wasserraum für außergewöhnlichen Bedarf recht groß zu bemessen.

Wasserwerke für große Städte pflegen mehr als einen Ausgleichbehälter zu erhalten, alsdann kann man den größten Hauptbehälter, die anderen dagegen Nebenbehälter nennen. Die Bezeichnung »Gegenbehälter« kommt zur Anwendung, wenn für eine Stadt, die sich an beiden Abhängen eines Tales ausbreitet, außer dem Hauptbehälter noch ein mit diesem in Verbindung stehender und etwas tieferliegender Behälter an der anderen Seite des Tales hergestellt wird, was unter Umständen vorteilhaft sein kann. Ferner ergibt sich eine Vermehrung der Zahl der Behälter bei Zerlegung des Versorgungsgebiets in Druckzonen, nicht minder bei Gruppenversorgungen. Auf Einzelheiten kann hier nicht eingegangen werden; in den genannten Fällen sprechen die Rohrleitungen für die Zuleitung und Verteilung des Wassers wesentlich mit[47]).

§ 26. Hochbehälter. Arten und Ausstattung. Wenn die Hochbehälter auf dem gewachsenen Boden ruhen, werden sie aus Mauerwerk oder Beton, seltener aus Eisenbeton hergestellt, falls jedoch die Höhenlage einen Unterbau erforderlich macht, wird gewöhnlich Schmiedeisen bevorzugt.

a) Behälter aus Mauerwerk. Die Grundrißform ist meistens ein Rechteck, und da die Behälter in der Regel zweiteilig sind, damit eine Reinigung ohne Unterbrechung des Betriebs stattfinden kann, so bilden sich zwei Rechtecke mit gemeinschaftlicher Mittelmauer.

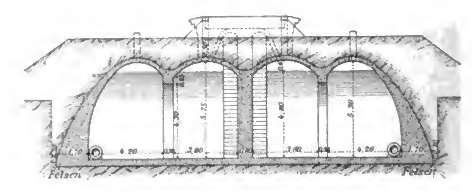
---

[47]) Näheres siehe: Verschiedene Arten der Hochbehälter und ihre Beziehungen zum Rohrnetz, »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, III. Teil, III. Bd., S. 114.

Von Einzelheiten ist zu berücksichtigen, daß das Wasser nicht stagnieren darf. Einigermaßen kann man das durch die Lage der Eintritts- und Austrittsöffnungen erreichen. Bei größeren Behältern werden lotrechte Zungen eingebaut, welche dem Wasser einen geschlängelten Weg anweisen. In einem Vorraum werden die Rohre für Zuleitung, Ableitung und Entleerung mit ihren Absperrschiebern in angemessener Weise gruppiert. Man vergleiche hierzu Abb. 54. Die gemauerten Behälter werden gewöhnlich überwölbt, gerade Decken sind jedoch nicht ausgeschlossen.

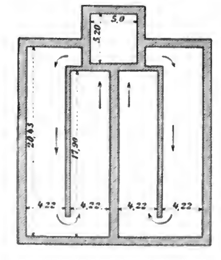
Der Innenraum der Behälter wird zugänglich gemacht. Damit beim Füllen derselben die Luft entweichen kann und sich stets erneuert, sind in den Gewölben überdachte Öffnungen anzubringen, aber so anzuordnen, daß Tiere nicht hineingelangen können. Um Hitze und Frost fern zu halten, werden die Hochbehälter, soweit sie nicht im gewachsenen Boden liegen, mit einer Erdschüttung umgeben und mit einer solchen überdeckt.

Abb. 53. Querschnitt des Hauptbehälters der Wasserleitung zu Minden i. W. M. 1 : 250.



b) **Stampfbeton und Eisenbeton** eignen sich gut für Wasserbehälter und werden in neuerer Zeit oft verwendet. Frühere Ausführungen zeigen im Querschnitt im wesentlichen die Formen der gemauerten, überwölbten Behälter. Die Umfassungswände wurden jedoch dem Verlaufen der Stützlinien entsprechend bogenförmig gestaltet (Abb. 53); hierdurch wurde zugleich der nutzbare Raum vergrößert.

Abb. 54. Haupthochbehälter des Rhein-Selzgebiets (Rheinhessen). M. 1 : 500.



Auch der Grundriß wird im wesentlichen ebenso wie bei gemauerten Behältern gebildet. Abb. 54 bringt den Grundriß eines für eine rheinhessische Gruppenwasserversorgung ausgeführten, 1000 cbm fassenden Haupthochbehälters mit Wandungen aus Stampfbeton, bei welchem die zweckmäßige Anordnung des Vorraums sehr beachtenswert ist. Die Hauptabmessungen sind: Stärke der Sohle 0,30 m, — der Außenwände und der Mittelwand 1,0 bis 0,8 m, — der Zwischenwände 0,5 m, lichte Höhe 3,60 m, Wassertiefe 3,0 m.

In 0,6 m Abstand vom Wasserspiegel hat dieser Behälter, nicht minder die zahlreichen kleineren Ortshochbehälter, eine flache Decke von Eisenbeton erhalten und bei diesen Decken sind in Rücksicht auf die verschiedenen Stützweiten (bis 2,5 m abwärts) drei Bauweisen verwendet, nämlich armierte Betonplatten, sog. Plattenbalken mit armierter Decke und Plattenbalken ohne armierte Decke. Die Längenschnitte sind ähnlich wie bei dem nachstehend erwähnten Behälter für Pforzheim.

Näheres, insbesondere Zeichnungen der Behälter und die statische Berechnung der Behälterdecken, findet man in v. Böhmer, »Die Wasserversorgung des Rhein-Selz-Gebietes« (München 1907).

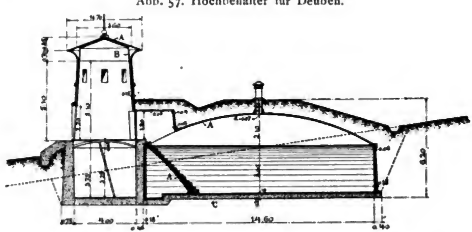
Auch bei den Wandungen der Behälter ist Eisenbeton nicht selten verwendet. Die Wandungen sind dann auf Biegung beanspruchte Platten und dementsprechend zu armieren. Nebenstehend (Abb. 55 u. 56) Längenschnitt und Grundriß eines solchen Behälters mit 1600 cbm Inhalt.

Abb. 55 u. 56. Hochbehälter für Pforzheim. Schnitt *AB* und Grundriß.

Kleineren Behältern aus Eisenbeton hat man gewöhnlich einen kreisförmigen Grundriß gegeben.

Ein Beispiel ist der untenstehend (Abb. 57) im Querschnitt dargestellte Behälter von 50 cbm Inhalt für die Gemeinde Deuben bei Dresden. Die Armierung geschieht mittels eines aus Rundeisen gebildeten Netzwerks, dessen Tragstäbe durch horizontalliegende Ringe gebildet werden. Als Wandstärken kann man bei etwa 5,0 m Wasserhöhe oben 5—7 cm und unten 12—18 cm annehmen[48]).

Abb. 57. Hochbehälter für Deuben.



Die runden Behälter verursachen mäßige Kosten, der Güte des Wassers ist aber eine derartige Anordnung, namentlich bei Verwendung des nunmehr zu besprechenden Schmiedeisens, schwerlich förderlich.

c) Behälter aus Schmiedeisen. Zur Herstellung eiserner Wasserbehälter wird fast ausschließlich Schmied-, bzw. Walzeisen benutzt, weil sich dieses mehr als das

[48]) Näheres über den Bau rechteckiger Behälter aus Eisenbeton, ferner die Beschreibung eines ebensolchen Wasserturms, sodann die Besprechung der Plattenbalkendecken und anderer hierhergehörigen Deckenkonstruktionen findet man in Weder, Der Eisenbetonbau. Leipzig 1906.

Gußeisen zur Aufnahme der durch den Wasserdruck entstehenden Zugspannungen eignet. Die günstigste Form für dieses Material bietet ein senkreckt stehender, oben offener Zylinder, weil bei diesem jene Spannung in allen in einer wagerechten Ebene liegenden Punkten des Mantels gleich groß ist, und weil sich die erforderlichen Bleche leicht herrichten und nieten lassen.

Besteht der Boden des Zylinders aus einer ebenen Fläche und hat der ganze Behälter die gleiche Blechstärke, so wird dessen Mantelfläche bei gegebenem Fassungsraum am geringsten, wenn die Höhe gleich dem Bodenhalbmesser ist; doch werden bei größeren Anlagen die Wandungen nicht gleich stark gemacht, sondern man sucht die Blechstärken den auftretenden Kräften anzupassen. Da ferner eine ebene Fläche keineswegs die beste Form für den Boden ist und es sich nicht nur um den Behälter selbst, sondern auch um den Unter- und Überbau, sowie um die größere oder geringere Hubhöhe des Wassers handelt, so sind meistens verschiedene Entwürfe aufzustellen und deren Kosten zu ermitteln, woraus sich dann das günstigste Verhältnis des Bodendurchmessers und der Höhe ergibt.

Bei Berechnung der Blechstärke des zylindrischen Mantels ist zu berücksichtigen, daß für den Wasserdruck auf eine gekrümmte Fläche, deren Projektion auf eine zur Richtung des Drucks senkrechte Ebene in Betracht kommt, und daß der Wasserdruck von den in dem Mantel entstehenden Zugspannungen aufgenommen wird. Wenn man mit δ in cm die Blechstärke, mit k die zulässige Zugspannung von 800 kg/qcm, mit r den halben Zylinderdurchmesser in cm und mit p den in oben angegebener Weise berechneten Wasserdruck in kg/qcm bezeichnet, so ergibt sich aus $2\,k \cdot \delta = 2\,r \cdot p$

$$\delta = \frac{p \cdot r}{k}\,. \tag{8}$$

Die so gefundenen Werte für δ müssen jedoch mit Rücksicht auf die erforderliche Steifigkeit der Wandungen, den sich bildenden Rost und die Möglichkeit einer Abweichung von der zylindrischen Form um 0,3 bis 0,5 cm vergrößert werden. Für den eisernen, 2000 cbm fassenden Behälter für Essen, dessen Wandungen eine Höhe von 6 m besitzen und dessen halber Durchmesser 9 m = 900 cm beträgt, berechnet sich nach Formel 8 die theoretische Blechstärke des untersten Rings von 1 cm Höhe wie folgt: bei dem Gewicht eines Kubikmeters Wasser gleich 1000 kg ist in 1 m Tiefe der Wasserdruck auf 1 qm $= \frac{1000}{100 \cdot 100} = 0{,}1$ kg, in 6 m Tiefe somit $= 0{,}6$ kg und $\delta = \frac{0{,}6 \cdot 900}{800} = 0{,}7$ cm, durch Vermehrung erhöht sich δ aber auf 1,0 bis 1,2 cm.

Es mag hier bemerkt werden, daß die Formel 8 auch bei Berechnung der Wandstärken dünnwandiger eiserner Rohre Anwendung findet.

Da die Herstellungskosten zylindrischer Behälter mit flachen Böden wegen der erforderlichen Unterstützung der letzteren sich ziemlich hoch stellen, so sind solche mit durchhängenden Böden, die jener Unterstützung nicht bedürfen und meistens die Form eines Kugelabschnitts erhielten, vorteilhafter. Denkt man sich, zur Ermittelung der bei einem solchen durchhängenden Boden auftretenden Spannungen, dessen unteren Teil im Abstand x von dem tiefsten Punkte wagerecht geschnitten (Abb. 58), so lastet auf diesem Bodenteil das Gewicht Q der über ihm befindlichen Wassermenge, die sich aus dem Inhalt eines Zylinders und eines Kugelabschnitts zusammensetzt. Sei s die in einem Meter der Schnittlinie tangential wirkende Kraft, so muß zur Aufrechterhaltung des Gleichgewichts die Summe der senkrechten Kräfte gleich Null, d. h.

$$2y \cdot \pi \cdot s \cdot \sin\beta = Q\,,$$

oder
$$s = \frac{Q}{2y \cdot \pi \cdot \sin\beta} \tag{9}$$
sein.

Setzt man des einfacheren Ausdrucks wegen näherungsweise statt des Inhalts des Kugelabschnitts denjenigen eines Paraboloids, so berechnet sich, wenn $\gamma = 1000$ kg das Gewicht von 1 cbm Wasser bedeutet:

$$Q = y^2 \cdot \pi \cdot h \cdot \gamma + \frac{y^2 \cdot \pi \cdot x}{2} \cdot \gamma = y^2 \cdot \pi \left(h + \frac{x}{2}\right)\gamma.$$

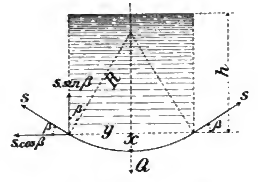


Abb. 58. Durchhängender Boden eines Wasserbehälters.

Aus Formel 9 ergibt sich hiernach:

$$s = \frac{y^2 \cdot \pi \left(h + \frac{x}{2}\right)\gamma}{2y \cdot \pi \cdot \sin\beta} = \frac{y\left(h + \frac{x}{2}\right)\gamma}{2\sin\beta},$$

oder da $y = R \cdot \sin\beta$ ist:

$$s = \frac{R \cdot \sin\beta\left(h + \frac{x}{2}\right)\gamma}{2 \cdot \sin\beta} = \frac{R}{2}\left(h + \frac{x}{2}\right)\gamma. \tag{10}$$

Da in dieser Formel die ganze Länge von h, aber nur die halbe von x einzusetzen ist, so folgt daraus, daß mit abnehmendem x und damit zunehmendem h die Spannung sich vergrößert und an der tiefsten Stelle des Bodens, wo x gleich Null gesetzt werden darf, am größten ist.

Da, wo der zylindrische Mantel mit dem Kugelboden des Behälters zusammentrifft, wird letzterer durch einen eisernen Auflagerring unterstützt, welcher auf dem Mauerwerk ruht.

Ein Kegelboden ist zwar leichter herzustellen als ein Kugelabschnitt, doch erhält er wegen der stärkeren Spannungen und der größeren Oberfläche ein Mehrgewicht, das jenen Vorteil wieder aufhebt. Ein solcher wird jedoch erzielt, wenn man nach INTZE das Auflager nicht in den Verbindungskreis zwischen Mantel und Boden, sondern tiefer legt und den Boden aus Kugelabschnitt und Kegel (Abb. 59) so zusammensetzt, daß ein Ausgleichen der wagerechten Seitenkräfte stattfindet, und der Auflagerring somit nur senkrechte Kräfte auf seine Unterlage überträgt. Wird nämlich an Stelle des hängenden Kegelbodens ein Gegenboden AFB (Abb. 59) angewendet, so sucht dieser den Auflagerring auseinanderzuschieben, während der stützende Kegelboden $AEBG$ ihn zusammendrückt.

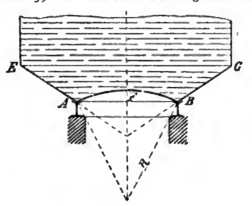


Abb. 59. Wasserbehälter mit Gegenboden.

Hierdurch wird ein spannungsloser Zustand des Auflagerringes erzielt.

Der Behälter des Wasserturms für die Stadt Szegedin (Abb. 60) z. B., welcher 1000 cbm zu fassen vermag, ist mit einem spannungslosen Auflagerring und kegelförmigem Gegenboden versehen.

Einfacher läßt sich jedoch der Behälterboden herstellen und zugleich der Auflagerring ersparen, wenn nach BARKHAUSEN der Boden als Halbkugel geformt und diese hängend an den Zylindermantel des Behälters befestigt wird. Ein weiterer Vorteil dieser Herstellungsweise besteht darin, daß das Auftreten von Druckspannungen in irgend einem Teile des Behälters vermieden wird, wenn die Höhe des zylindrischen Teils mindestens gleich zwei Drittel des Bodenhalbmessers ist.

Bei dem in Abb. 61 [49]) dargestellten, 200 cbm fassenden Hochbehälter mit Halbkugelboden ist $h = 2{,}9$ m und $R = 3{,}5$ m, mithin $h > \frac{2}{3} R$. Das Aufhängen des Behälters erfolgt durch Befestigung des Zylindermantels an Einzelstützen, die auf dem

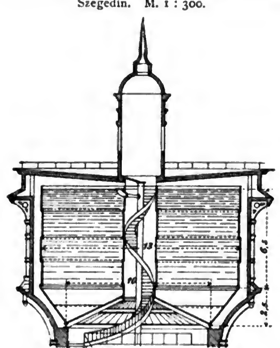


Abb. 60. Behälter des Wasserturms für die Stadt Szegedin. M. 1 : 300.

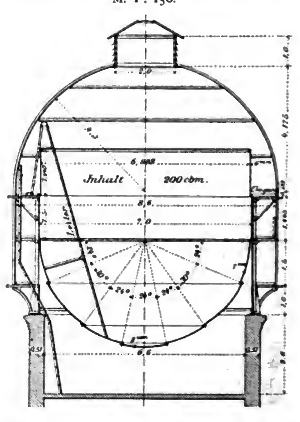


Abb. 61. Hochbehälter mit Halbkugelboden. M. 1 : 150.

Mauerwerk aufstehen. Die Wandstärken der so hergestellten Behälter liegen zwischen 6 und 8 mm.

Eiserne Behälter sind nach sorgfältiger Entfernung der Rostschicht mit einem Anstrich zu versehen und ihr Inneres ist zugänglich zu machen, damit eine Reinigung vorgenommen und die Beschaffenheit des Anstrichs ermittelt werden kann. Dieser kann aus einer Mennige-Grundierung und einem Deckanstrich aus 8 Teilen Steinkohlenteer, 2 Teilen gebranntem Kalk und 1 Teil Terpentin oder Erdöl bestehen.

d) Ausstattung. Bei der Ausstattung der Behälter handelt es sich hauptsächlich um die Rohrleitungen.

Für den Einlauf des ankommenden Wassers wird das Steigerohr gewöhnlich bis über den höchsten Wasserspiegel des Behälters geführt, oben erhält es eine trompetenartige Erweiterung. Bei Zuleitungen mit natürlichem Gefälle tritt das Wasser aus einem Überfall in der Behälterwand, dessen Scheitel gleichfalls über dem höchsten Wasserspiegel liegt.

Der Ablauf nach dem Versorgungsgebiet, d. h. die Einmündung des Fallrohrs ist so tief anzubringen, daß der ganze Inhalt des Behälters außer der untersten, möglicherweise verunreinigten Wasserschicht abfließen kann.

Entfernung der Einlauf- und Ablauföffnungen voneinander ist der Bewegung des Wassers im Innern des Behälters und dessen Frischerhaltung förderlich. Der Auslauf für die Entleerung ist am tiefsten Punkte des Behälters so anzubringen, daß dessen vollständige Entleerung möglich ist. Der Durchmesser des Entleerungsrohrs richtet sich nach der zulässigen Entleerungszeit für den vollen Behälter, während derjenige des Fall-

[49]) G. Barkhausen, »Neue Formen für Flüssigkeitsbehälter« in der Zeitschr. d. Vereins deutscher Ing. 1900, S. 1681.

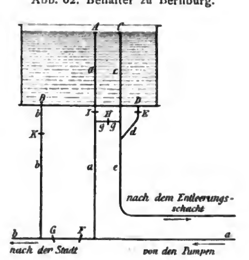
rohrs nach dem größten Stundenverbrauch, und die Durchmesser des Zuleitungs- und Überlaufrohrs nach der mittleren Zuflußmenge in der Zeit des größten Wasserverbrauchs zu berechnen sind.

Bei Überschreitung des höchsten Wasserstands fließt das überschüssige Wasser entweder über eine Schwelle in der Umfassungswand oder in die trompetenartige Erweiterung eines durch die Behälterwand gehenden und senkrecht aufsteigenden Überfallrohrs. Zur Vermeidung von Wasservergeudung muß bei Pumpwerken vom Maschinenhaus aus der Wasserstand des Behälters jederzeit geprüft werden können.

Das Übrige geht aus dem nachstehenden, eine vollständige Anordnung der Rohrleitungen vorführenden schematischen Beispiele Abb. 62 (Ausstattung des Hochbehälters für Bernburg)[50] hervor. Die Handhabung der Absperrschieber[51]) gestaltet sich hier folgendermaßen:

Sind die Schieber *G*, *H* und *E* geschlossen, diejenigen *J* und *K* dagegen offen, so fließt das von der Zuleitung *a* kommende Wasser, durch das Steigerohr *a* gehend, bei *A* in den Behälter und durch das Fallrohr *b* nach der Stadt hin. Soll ein Ausschluß des Behälters behufs seiner Reinigung oder Ausbesserung stattfinden, so werden, nachdem er bei offenem Schieber *E* durch die Rohre *d* und *c* entleert wurde, die Schieber *G* und *H* geöffnet, diejenigen *E*, *J* und *K* dagegen geschlossen, so daß das von *a* ankommende Wasser unmittelbar in der Richtung *b* durch das den Rückfluß des Wassers in die etwa entleerte Druckleitung verhindernde Klappenventil *F* weiterfließt.


Abb. 62. Behälter zu Bernburg.



Soll in heißer Jahreszeit, um frisches Wasser zu liefern, dieses von der Pumpenanlage der Stadt unmittelbar zugeführt, aber doch eine den Verbrauchsschwankungen entsprechende Wassermenge vorrätig gehalten werden, so sind die Schieber *E* und *H* zu schließen, diejenigen *G* und *K* aber zu öffnen; alsdann kann der größte Teil des Wassers unmittelbar zur Stadt abfließen. Wenn endlich bei Betrieb mit ausgeschaltetem Behälter dieser gefüllt bleiben soll, um den nötigen Wasservorrat für Feuergefahr zu haben, so braucht nur der Schieber *K* geschlossen zu werden.

Abb. 63.

Bei Nebenbehältern gestaltet sich die Ausstattung erheblich einfacher. Diese werden gewöhnlich aus einem Rohre gespeist, das auch zur Verteilung dient, aber bald als Steigerohr, bald als Fallrohr wirkt. Wenn der Verbrauch geringer als der Zufluß ist, gelangt durch die Mündung *A* (Abb. 63) Wasser in den Behälter.

Sobald alsdann dessen Füllung der Wasserlieferungsstelle automatisch angezeigt ist, wird der Zufluß unterbrochen und das Leitungsrohr erhält nun Wasser aus dem Behälter. Hierzu dient die Öffnung *B*, diese ist mit einer sog. Rückschlagklappe ausgestattet, welche sich beim Füllen des Behälters schließt; hierdurch wird die bereits als erforderlich bezeichnete erfrischende Bewegung des Wassers bewirkt.

---

[50]) »Das Wasserwerk der Stadt Bernburg« im Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1876, S. 21.

[51]) Näheres über die Absperrschieber der Rohrleitungen bringt »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, III. Teil, 3. Bd., S. 380. Hier soll bemerkt werden, daß zur Bewegung der Schieber stets Schrauben verwendet werden, um gefährliche Wasserstöße durch langsames Schließen zu verhindern.

Schließlich sind die Wasserstandsfernmelder zu erwähnen, welche den Maschinisten des Pumpwerks von den Schwankungen des Wasserstandes der Hochbehälter unterrichten. Zu diesem Zweck sind bei einer neueren rheinhessischen Gruppenwasserversorgung in den Behältervorkammern 40 cm weite Pegelrohre mit Schwimmern eingebaut[52]. Eine elektrische Freileitung überträgt die Bewegung der Schwimmer derart auf die Meldeapparate des Pumpwerks, daß die Wasserstandsschwankungen von 5 zu 5 cm angezeigt werden. Außerdem sorgt ein selbsttätiger Registrierapparat für Aufzeichnung der wechselnden Wasserstände. Auch eine Fernsprechverbindung fehlt nicht.

§ 27. Wasserdichtheit der Behälter. Während schmiedeeiserne Behälter sich durch gute Nietarbeit ohne Schwierigkeit wasserdicht herstellen lassen, kann beim Mauerwerk die Durchlässigkeit durch Verwendung möglichst dichter Bausteine und eines guten, die Steine vollständig umhüllenden hydraulischen Mörtels erheblich eingeschränkt werden. Dabei müssen natürliche Steine eine rauhe, gut gereinigte Oberfläche besitzen, in vollen Mörtel gebettet werden und dürfen nach ihrer Vermauerung nicht mehr aus ihrer Lage gerückt werden. Es wird empfohlen[53], den Mörtel in die mindestens $1\frac{1}{2}$ cm starken Fugen einzustampfen.

Die Undurchlässigkeit suchte man auch dadurch zu erzielen, daß die Mauern an der Wasserseite mit Ziegelmauerwerk verkleidet und mit einem Zementputz versehen wurden. Überhaupt ist ein gutes Mittel zur Erzielung der Wasserdichtheit ein an der Wasserseite der Behälter angebrachter Überzug aus Zementmörtel, der nach vorheriger Reinigung der Wand- und Bodenflächen in zwei bis drei Lagen etwa 10 mm stark aufgetragen und mit einer vierten dünnen, zu glättenden Schicht reinen Zements bedeckt wird. Beim Vorhandensein einer trocknen und festen Unterlage eignet sich zur Herstellung einer wasserdichten Sohle auch Asphalt, dessen Aufbringen in zwei Lagen sich empfiehlt, weil dann etwaige kleine Risse in der unteren Schicht durch die darüber liegende überdeckt und geschlossen werden.

Nicht selten findet man die gleichzeitige Verwendung von Tonschlag und Mauerwerk, wobei letzteres eine schützende Schale mit ebener Oberfläche herstellen soll, während die Wasserdichtheit mehr auf dem Tonschlag beruht. Doch darf der Ton nicht rein verwendet werden, sondern ist zur Hälfte mit Sand zu vermischen oder mit Kies und Sand zu einer Art Tonbeton zu verarbeiten.

Behälter aus Stampfbeton und Eisenbeton lassen sich vergleichsweise leicht wasserdicht herstellen, es müssen jedoch geübte Arbeiter verwendet werden, welche die für die Ausführung geltenden Regeln genau befolgen. Für letztere sei auch hier auf WEDER, Eisenbetonbau, verwiesen.

Der bei den Anschlußstellen der Zu- und Ableitungen an Wasserbehältern erforderliche möglichst wasserdichte Anschluß von Eisenteilen an Mauerwerk oder Erde, sowie von Mauerwerk an Erde wird dadurch erzielt, daß man den Eisenteilen oder dem Mauerwerk eine Anzahl scharfkantiger Vorsprünge gibt, welche in das benachbarte Material eingreifen. Bei Mauerwerk aus natürlichen Steinen können deren dem Erdreich zugekehrte Seiten unbearbeitet gelassen werden, wodurch eine rauhe, mit vielen Vorsprüngen versehene Außenfläche des Mauerwerks entsteht. Das Material, welches das Eisen oder das Mauerwerk umgibt, muß mittels eines Mantels aus Tonschlag, der sich sowohl an die härteren Materialien als auch an die Erde gut anschließt, sorgfältig angedichtet werden.

[52] V. BÖHMER a. a. O. S. 11.

[53] RHEINHARD, »Über die Herstellung gleichartiger Mauerwerkskörper von großer Druckfestigkeit, insbesondere bei Brückenbauten« in der Deutschen Bauz. 1889, S. 142.

F. Wasserleitungen.

§ 28. Hauptarten und ihre Verwendung. Vor Erörterung der Zuleitung und der Verteilung des Wassers der Wasserwerke sind die Wasserleitungen im allgemeinen zu besprechen. — Aus dem über die geschichtliche Entwickelung der Wasserversorgungen Gesagten ist bekannt, daß es zwei Hauptarten von Wasserleitungen gibt: Rohrleitungen und Leitungen mit natürlichem Gefälle, also mit freiem oder offenem Wasserspiegel. Wenn man die letzteren überdeckt oder sie unterirdisch anlegt, nennt man sie gewöhnlich Kanäle. Offene Leitungen nennt man Gerinne oder Gräben, je nachdem die Wandungen befestigt sind oder nicht; bei ansehnlichen Abmessungen werden aber auch die offenen Leitungen nicht selten Kanäle genannt.

Außer der Benutzung der Leitungen für die Wasserversorgung ist ihre Verwendung eine mannigfache. Bei der Entwässerung der Städte bilden die Kanäle als Straßenkanäle die wichtigsten Bestandteile. Dieselbe Bedeutung haben die Gräben für die Bewässerung und Entwässerung der Ländereien, bei letzterer sind aber auch kleine Kanäle (Drainleitungen) sehr nützlich. Auch der Straßenbau und der Eisenbahnbau können Gräben nicht entbehren; unten mit durchlässigem Material gefüllt und zugeworfen sind sie dann Sickergräben. Beim Bau von Schiffahrtskanälen treten sie namentlich als Speisegräben auf; mit diesen sind die Werkkanäle, die das Wasser fließender Gewässer den Wasserkraftwerken zuführen, nahe verwandt.

Wenn die Ausführung der Wasserleitungen sich über eine größere Fläche erstreckt, verzweigen sie sich netzartig und zwar entweder so, daß sie von einer Stammleitung ausgehen, oder aber so, daß kleine Leitungen sich zu größeren vereinigen, bis schließlich eine Hauptleitung entsteht.

§. 29. Bewegung des Wassers in Wasserleitungen. Grundformeln. Im allgemeinen unterscheidet man bei der Bewegung des fließenden Wassers gleichförmige und ungleichförmige Bewegung. Die Bewegung des Wassers ist gleichförmig, wenn die als Folge des Gefälles sich ergebende Beschleunigung durch die dem Wasser entgegentretenden Widerstände vollständig aufgehoben wird, so daß die mittlere Geschwindigkeit in allen Querschnitten dieselbe bleibt. Wird dagegen die Beschleunigung durch die Widerstände nur teilweise vernichtet, so daß die Geschwindigkeit in den einander folgenden Querschnitten eine verschiedene ist, so entsteht eine ungleichförmige Bewegung.

Eine gleichförmige Bewegung kann nur in solchen Gewässern eintreten, welche geradlinige Strecken, gleichgestaltete Querschnitte, unverändertes Gefälle, sowie gleichbleibende Widerstände aufweisen. Während man nun die Bewegung des Wassers in Wasserleitungen wegen ihrer regelmäßigen Betten in der Regel als gleichförmige betrachten darf, ist die Bewegung in natürlichen fließenden Gewässern fast immer eine ungleichförmige.

Die gleichförmige Bewegung des Wassers ist nunmehr eingehender zu erörtern. Wenn bezeichnet:

Q die Abflußmenge in cbm/sek,
F den Durchflußquerschnitt des Wasserkörpers in qm,
v die mittlere Geschwindigkeit in m/sek,

so ist, wie bei Besprechung der Messung kleiner Wassermengen (§ 13) bereits erwähnt wurde, $Q = F \cdot v$. F wird durch Messung ermittelt. Hier handelt es sich um die Bestimmung von v durch Rechnung und zwar zunächst für Leitungen mit natürlichem Gefälle. Bezeichnungen sind:

h Gefälle des Wasserspiegels auf eine Länge $= l$, ferner u benetzter Umfang des Durchflußquerschnitts, beide in m.

Das fließende Wasser befindet sich auf einer geneigten Ebene, und man kann, an das Gesetz für den freien Ausfluß des Wassers (§ 13) sich anlehnend, das Quadrat der Geschwindigkeit als von $\frac{h}{l}$ abhängig betrachten. Die Kraft eines fließenden Wasserkörpers von beispielsweise 1,0 m Länge wächst mit dessen Gewicht, also mit F, sie wird aber in dem Grade vermindert, wie die Ausdehnung des benetzten Umfangs u zunimmt, denn von letzterem gehen die Widerstände aus. Man darf also jenem $\frac{h}{l}$ den Faktor $\frac{F}{u}$ beifügen. Dies Verhältnis wird die hydraulische Tiefe (auch hydraulischer Radius) genannt. Um der verschiedenen Beschaffenheit der Wandungen Rechnung zu tragen, ist drittens eine durch Versuche zu ermittelnde Erfahrungszahl einzuführen, die man die Geschwindigkeitszahl (den Geschwindigkeits-Koeffizienten) nennen kann und mit c zu bezeichnen pflegt. Mit gutem Grunde nimmt man an, daß mit dem Quadrate der Geschwindigkeit v das Quadrat von c Hand in Hand geht.

Man kann somit schreiben:

$$v^2 = c^2 \cdot \frac{F}{u} \cdot \frac{h}{l}$$

oder, wenn man $\frac{F}{u}$ mit R und $\frac{h}{l}$ mit J bezeichnet,

$$v^2 = c^2 \cdot R \cdot J \cdot \tag{11}$$

Üblicher sind jedoch die Formen

$$v = c\sqrt{R \cdot J} \quad \text{und} \quad J = \frac{v^2}{c^2 \cdot R} \cdot \tag{12}$$

Näheres über die Geschwindigkeitszahlen wird § 32 bringen.

Das soeben Gesagte gilt auch für die Bewegung des Wassers in Rohrleitungen, auch bei diesen ist $R = \frac{F}{u}$, für kreisförmige Querschnitte mit dem lichten Durchmesser d ergibt sich:

$$\text{hydraulische Tiefe } R = \tfrac{1}{4}\pi \cdot d^2 : \pi \cdot d = \tfrac{1}{4} d.$$

Ein Unterschied besteht insofern, als die Längen in der Rohrachse (nicht in einer horizontalen Linie) gemessen werden und es vereinfacht die Rechnungen, wenn man für l zunächst 100 m annimmt. An die Stelle von h tritt die Reibungshöhe w, d. h. die durch Reibung verzehrte Druckhöhe in m (vgl. § 16). Aus

$$v = c\sqrt{\frac{R \cdot h}{l}}$$

erhält man

$$v = c\sqrt{\frac{d}{4} \cdot \frac{w}{l}} \quad \text{oder (mit } l = 100\text{)} \quad v = c\sqrt{\frac{d \cdot w}{400}}$$

und hieraus

$$w = \left(\frac{20}{c}\right)^2 \cdot \frac{v^2}{d} \cdot \tag{13}$$

$\left(\frac{20}{c}\right)^2$ kann man die Widerstandszahl für das in Rohrleitungen fließende Wasser nennen und mit μ bezeichnen. Dann ist

$$c = \frac{20}{\sqrt{\mu}} \quad \text{und} \quad w = \mu \cdot \frac{v^2}{d} \cdot \tag{14}$$

Es darf nicht übersehen werden, daß diese Formel die Reibungshöhen für 100 m Rohrlänge liefert.

§ 30. Rohrleitungen und deren Berechnung.

a) Baustoffe und Arten. Bei den Rohrleitungen bildet die vollständige Füllung des Querschnitts und ein auch gegen den Rohrscheitel wirkender innerer Druck des Wassers die Regel, weshalb die Wandungen der Rohre aus einem Material hergestellt werden müssen, welches einer Inanspruchnahme auf Zug Widerstand leisten kann.

Als Grenze für die Geschwindigkeit, mit der reines Wasser sich in Eisenrohren bewegen darf, ohne den schützenden Überzug der inneren Wandungen anzugreifen, sind 3 m in der Sekunde anzusehen, während als normale Geschwindigkeiten 0,8 bis 1,0 m gelten. Bei der Berechnung der Rohrdurchmesser ist zu berücksichtigen, daß die Wandungen trotz des sorgfältigsten Schutzüberzuges sich allmählich mit einer die Reibung verstärkenden Rostschicht, sowie mit von dem Wasser gebildeten Ablagerungen bedecken.

Rohre aus Gußeisen und zwar gewöhnlich Muffenrohre werden gegenwärtig bei Wasserleitungen am meisten verwendet und nach den Abmessungen hergestellt, die von dem Verein deutscher Gas- und Wasserfachmänner zusammen mit dem Verein deutscher Ingenieure festgesetzt wurden[54]. Hiernach wächst der lichte Rohrdurchmesser D von 40 mm bis 100 mm um je 10 mm, von da bis 500 mm um je 25 mm, dann bis 800 mm um je 50 mm und von hier bis 1200 mm um je 100 mm. Die Wandstärke δ wächst dabei von 8 bis 28 mm und die Nutzlänge der Rohre von 2 bis 4 m. Diese vereinbarten normalen Wandstärken entsprechen annähernd der Formel

$$\delta = \frac{D}{60} + 7{,}5 \text{ mm}$$

und gelten für Rohre, die einem Betriebsdruck von höchstens 10 Atmosphären (Atm), sowie einem Probedruck von 20 Atm ausgesetzt sind. Im Verteilungsnetz beschränkt man sich gern auf einen Betriebsdruck von 8 Atm, weil bei Zunahme des Drucks die Wasserverluste empfindlich wachsen.

Zuverlässiger als die Muffenverbindungen sind die Flanschverbindungen, Undichtigkeiten lassen sich bei diesen leichter beseitigen. »Namentlich bei stark fallenden oder senkrechten Leitungen, bei Dükern und Hebern, bei Überführungen und ähnlichen Anlagen verdient die Flanschverbindung jedenfalls den Vorzug«[55]. Bei ähnlichen Gelegenheiten verwendet man auch schmiedeiserne Rohre nicht selten. Diese werden in größeren Durchmessern aus Blech durch Nietung hergestellt und kommen namentlich da zur Anwendung, wo das Gußeisen den Erschütterungen und wechselnden Beanspruchungen der Leitung nicht genügend widerstehen kann.

Für einen Betriebsdruck, der größer als 10 Atm ist, stehen verstärkte Gußeisenrohre und die nach dem Mannesmannschen Schräg- oder Hohlwalzverfahren hergestellten Stahlrohre zur Verfügung.

Als Schutz gegen Rostbildung werden Überzüge von Teer, Harz, Pech, Asphalt und anderen Stoffen verwendet, die auf die metallisch reine Oberfläche aufzutragen sind. Am gebräuchlichsten ist die Verwendung von Asphalt, wobei die Rohre, auf 150 bis 180° C erwärmt, in die kochende Asphaltmasse eingetaucht und 10 bis 20 Minuten darin liegen gelassen werden. Große Rohre sind anzustreichen.

Von sonstigen Rohren sollen hier nur die Holzrohre (vgl. § 10) und die mit großen Durchmessern vereinzelt hergestellten Rohre aus Eisenbeton kurz erwähnt werden.

---

[54] Tabelle s. »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, III. Teil, Bd. III, S. 356. Dieselbe enthält auch die Normalabmessungen der Muffen und Gewichtsangaben.

[55] Abmessungen gußeiserner Flanschenrohre a. a. O. S. 362.

Bleirohre werden bei Hausleitungen neben gezogenen schmiedeisernen Rohren nicht selten benutzt.

b) Berechnung neuer eiserner Rohrleitungen. Die Grundformel für die Reibungshöhe bei 100 m Länge der Rohre (s. S. 302) ist $w = \mu \cdot \frac{v^2}{d}$. Behufs Ermittelung der Widerstandszahl μ sind zahlreiche Versuche angestellt, es unterliegt aber keinen Zweifel, daß die Versuche DARCYs besondere Beachtung verdienen; er fand, daß jene Zahl wesentlich vom Durchmesser der Leitungen (also von der hydraulischen Tiefe) abhängig ist. Wenn man aus der von ihm aufgestellten Formel unser μ ermittelt und die Zahlen etwas abrundet, erhält man

$$\mu = 0{,}102 + \frac{0{,}0026}{d}, \tag{15}$$

somit für $v = 1{,}0$ m

$$w = \left(0{,}102 + \frac{0{,}0026}{d}\right)\frac{1}{d}. \tag{16}$$

Eingehende Untersuchungen der Reibungshöhen ausgeführter Rohrleitungen, welche durch den Verband deutscher Architekten- und Ingenieur-Vereine veranlaßt und an unten genannter Stelle eingehend besprochen sind[56]), haben unter anderm ergeben, daß DARCYs Formel bei mäßigen Rohrweiten Reibungshöhen ergibt, die etwas zu klein, somit Geschwindigkeitszahlen, die etwas zu groß sind, das ändert sich, wenn man in die Formeln für μ und w auch $\sqrt{d}$ einführt. Unter Verweisung auf die unten bezeichnete Abhandlung[57]) empfehlen wir deshalb die neue Formel

$$w = \left(0{,}087 + \frac{0{,}012}{\sqrt{d}} + \frac{0{,}003}{d}\right)\frac{v^2}{d}. \tag{17}$$

Aus den Widerstandszahlen ergeben sich die Geschwindigkeitszahlen c mit $c = 20 : \sqrt{\mu}$.

Für $d = 1{,}0$ liefert DARCYs Formel 15 beispielsweise $\mu = 0{,}105$, somit ist $c = 20 : \sqrt{0{,}105} = 61{,}7$ oder rund 62. Wenn man die berechneten Geschwindigkeitszahlen als Ordinaten, die Durchmesser der Rohre als Abszissen aufträgt und die Endpunkte der ersteren miteinander verbindet (s. in Abb. 64 die mit »DARCY« und mit »Neue Formel« bezeichneten Kurven), veranschaulichen diese Kurven die Eigentümlichkeiten der zugehörigen Formeln. Aus derartigen bildlichen Darstellungen kann man ferner die Zahlenwerte c leicht und genau genug entnehmen, denn zwei Stellen genügen hier vollständig. Tabellen sind somit entbehrlich. Aus den abgelesenen Geschwindigkeitszahlen c erhält man mit $\left(\frac{20}{c}\right)^2 \cdot \frac{1}{d}$ die Reibungshöhen für 1,0 m Geschwindigkeit des Wassers und 100 m Rohrlänge ebenfalls genau genug.

Von sonstigen hierher gehörigen Formeln soll hier nur die von LANG vervollkommnete WEISBACHsche erwähnt werden. Sie unterscheidet sich von den besprochenen Formeln hauptsächlich dadurch, daß statt des Durchmessers der Rohre die Durchflußgeschwindigkeit eingeführt ist. Die WEISBACH-LANGsche Formel liefert beispielweise

für $v =$	0,50	1,00	2,00 m
für $c =$	55	59	59 m

und zwar bei sämtlichen Rohrweiten; man vergleiche die in Abb. 64 eingetragene und mit W. L. bezeichnete Linie. Weil jedoch nachgewiesen ist, daß der Einfluß der Durch-

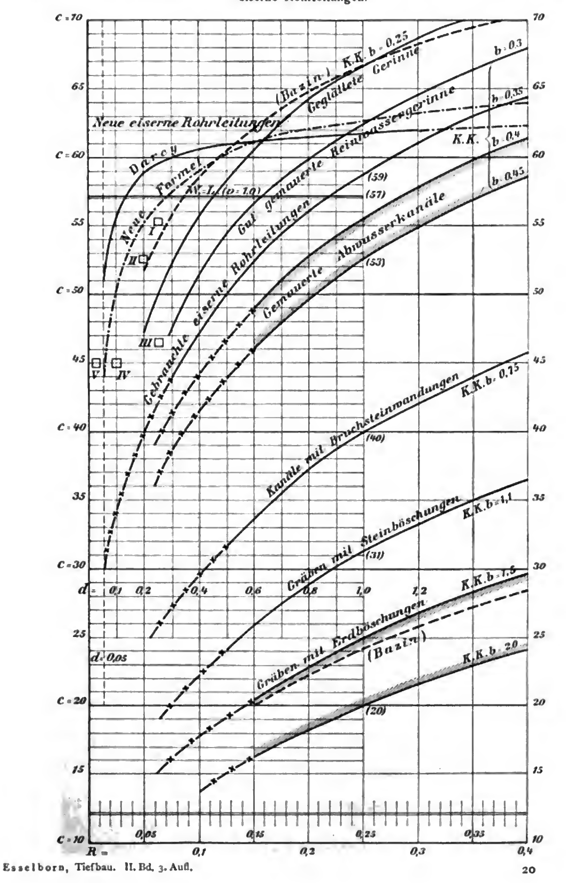
[56]) IHEN, Druckhöhe und Verlust in geschlossenen eisernen Rohrleitungen. Hamburg 1880.

[57]) SONNE, Grundlagen für die Berechnung der Wasserleitungen. »Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing.« 1907, S. 1615.

flußgeschwindigkeit des Wassers für die Praxis des Ingenieurbauwesens ohne Belang ist, sollte man DARCYs Formel bevorzugen.

c) Berechnung gebrauchter eiserner Rohrleitungen. Die Ergiebigkeit der eisernen Rohrleitungen nimmt im Laufe der Jahre erheblich ab, die Reibungshöhen werden also

Abb. 64. Geschwindigkeitszahlen c in der Grundformel $v = c\sqrt{R \cdot J}$ für Gerinne, Kanäle, Gräben und eiserne Rohrleitungen.



nach und nach größer. Es handelt sich hierbei teils um Verminderung des nutzbaren Durchmessers durch Rost und Schmutz, teils darum, daß die anfangs glatten Innenflächen nach und nach rauh werden. Um hierüber Näheres zu ermitteln, wurden die oben erwähnten Untersuchungen hauptsächlich auf ältere Leitungen erstreckt, IBEN hat auch hierüber eingehend berichtet.

Aus diesen Versuchen sind die bei Stuttgart angestellten unter Bezugnahme auf Abb. 64 hervorzuheben. Vier kleine, mit I bis IV bezeichnete Quadrate deuten die Endpunkte berechneter Geschwindigkeits-Ordinaten für Leitungen an, welche bei Anstellung der Versuche bzw. 4, 6 und 7 Jahre alt waren. Im letztgenannten Fall ist beispielsweise $c = 45$. Hieraus ergibt sich für das 0,1 m weite Rohr eine Reibungshöhe von 1,96 m; das ist das $1\frac{1}{2}$ fache der in einer neuen Leitung entstehenden, entsprechenden Reibungshöhe.

Auch in Hamburg sind zahlreiche Beobachtungen angestellt, die Ergebnisse haben aber allgemeine Bedeutung nicht, weil die begleitenden Umstände ungewöhnlich ungünstige waren. Das allgemeine Ergebnis ist, daß für das Maß der Zunahme der Reibungshöhen die Weite der Leitungen von wesentlicher Bedeutung ist, indem bei gleichem Alter und unter sonst gleichen Verhältnissen bei weiten Leitungen die Widerstände langsamer wachsen, als bei Leitungen mit kleineren Durchmessern.

Man hat deshalb bei der Ausführung die für neue Leitungen berechneten Reibungshöhen mit einer Erfahrungszahl zu multiplizieren, um zu den Reibungshöhen im Gebrauch befindlicher Rohrleitungen zu gelangen; diese Zahl kann man die Gebrauchszahl nennen und mit σ bezeichnen.

DARCY hat s. Z. Verdoppelung der Reibungshöhen durchweg empfohlen, das geht aber zu weit, man kann die Verdoppelung auf Rohre von 0,1 m Durchmesser beschränken und bei 1,0 m Durchmesser $\sigma = 1,10$ annehmen. Ferner erhält man durch planmäßige Einschaltung

bei $d =$ 0,1	0,2	0,4	0,6	0,8	1,0 m,
bei $\sigma =$ 2,0	1,80	1,60	1,40	1,20	1,10 m.

Nebenumstände dürften Abweigungen von diesen Zahlen nicht selten rechtfertigen.

Es ist anzunehmen, daß man nach Einführung der obigen Steigerung der Reibungshöhen von einer Berechnung der bei Krümmungen usw. eintretenden, sog. besonderen Leitungswiderstände in der Regel absehen darf.

Die den gesteigerten Reibungshöhen entsprechenden Geschwindigkeits-Ordinaten decken sich im wesentlichen mit den Ordinaten der in Abb. 64 mit »gebrauchte eiserne Rohrleitungen« bezeichneten Kurve; von dieser wird weiter unten eingehender die Rede sein.

d) Berechnung der Rohrweiten aus Wassermenge Q, Reibungshöhe w und Länge der Leitung l. Bei Lösung dieser Aufgabe gehen wir von den Grundformeln $Q = F \cdot v$ und $v = c\sqrt{R \cdot J}$ aus. Die ältere von EYTELWEIN ermittelte und von ihm auch bei fließenden Gewässern benutzte Geschwindigkeitszahl $c = 50$ läßt sich in diesem Falle noch heute gut verwenden. R ist hier $= \frac{d}{4}$ und es folgt $v = 25\sqrt{d \cdot J}$, mit $F = d^2 \cdot \frac{\pi}{4} = 0{,}785\, d^2$ erhält man

$$Q = 0{,}785\, d^2 \cdot 25\sqrt{d \cdot J} = 19{,}6\, d^{\frac{5}{2}} \cdot J^{\frac{1}{2}}$$

und hieraus

$$d = 0{,}304 \sqrt[5]{Q^2 \cdot J}$$

oder genau genug $$d = 0{,}30\sqrt[5]{Q^2 \cdot J} \qquad (18)$$

und $$Q = 20\sqrt{d^5 \cdot J}, \qquad (19)$$

d ist nach Maßgabe der deutschen Normalabmessungen für Wasserleitungsrohre abzurunden.

Wenn das auf diese Weise ermittelte d nahezu 0,5 m oder größer als 0,5 ist, läßt das Ergebnis sich ohne weiteres brauchen, weil alsdann die Geschwindigkeitszahlen nach Ausweis unserer Kurve für gebrauchte Rohrleitungen größer als 50 sind.

Wenn das ermittelte d aber kleiner als 0,5 m ist, sind die Geschwindigkeitszahlen kleiner als 50 und die Wassermengen kleiner als verlangt war.

Alsdann sollte man von

$$v = 40\sqrt{R \cdot J}$$

ausgehen und auf dem angegebenen Wege findet man

$$d = 0{,}33\sqrt[5]{Q^2 \cdot J} \qquad (20)$$

und $$Q = 16\sqrt{d^5 \cdot J}. \qquad (21)$$

Beispiel. Eine Rohrleitung soll mit Sicherheit 0,05 cbm/sek liefern, ihre Länge ist 1500 m, die Druckhöhe 10 m.

Für Eintrittswiderstand, Geschwindigkeitshöhe des ausströmenden Wassers und dgl. könnte man die Druckhöhe um 5 v. H. der Sicherheit wegen verringern, dann ist die Reibungshöhe w (vgl. Abb. 15) $= 9{,}5$ m, $J = \frac{w}{l} = \frac{9 \cdot 5}{1500} = 0{,}0063$ und aus Formel 18 erhält man $d = 0{,}25$ m.

Nach Ausweis von Abb. 64 ist aber die zugehörige Geschwindigkeitszahl c nicht $= 50$, sondern $= 44$ bis 45, ein 250 mm weites Rohr würde somit die verlangte Wassermenge nicht liefern. Man rechnet deshalb mit $d = 0{,}33\sqrt[5]{Q^2 \cdot \frac{w}{l}}$ und erhält $d = 0{,}274$ m. Rohre von 0,275 m Lichtweite sind zwar erhältlich, man würde aber ein 300 mm weites Rohr vorziehen, dann ist die berechnete Wassermenge nahezu 0,07 m/sek.

§ 31. Querschnitte und hydraulische Tiefen der Gerinne und Gräben.

Bei einer Rohrleitung ist die Form des Querschnitts und dessen hydraulische Tiefe von vornherein bekannt, bei Leitungen mit natürlichem Gefälle bedarf beides einer Untersuchung.

Nach Ausweis der Grundformel $v = c\sqrt{R \cdot J}$ wächst die Geschwindigkeit des Wassers mit der hydraulischen Tiefe R, dies ist um so mehr der Fall, als die letztere die Geschwindigkeitszahl c in gleicher Weise beeinflußt; weiter unten soll dies nachgewiesen werden. Es folgt, daß bei gleichem F die Querschnitte den Abfluß am meisten befördern, deren hydraulische Tiefen die größten sind. Bei der endgültigen Wahl einer Querschnittsform muß man übrigens auch berücksichtigen, daß steile Böschungen einer künstlichen Befestigung bedürfen, und daß mit der oberen Breite eines Querschnitts unter Umständen die Kosten des Grunderwerbs wachsen.

Die Ermittelung der größten hydraulischen Tiefe bei gegebener Größe des Durchflußquerschnitts soll hier auf elementarem Wege erfolgen. Man berechnet $R = F : u$ für verschiedene Querschnittsformen von 1,0 qm Größe und vergleicht dieselben. Diese sehr beachtenswerten hydraulischen Tiefen sollen nachstehend mit R_1 bezeichnet werden.

Zunächst ein Beispiel: Bei einem rechteckigen Durchflußquerschnitt mit einer Breite gleich der doppelten Wassertiefe a ist $F = 2a^2$ und $u = 4a$, somit $R = \frac{1}{2}a$. Aus $2a^2 = 1$ ergibt sich $a_1 = \sqrt{\frac{1}{2}} = 0{,}707$.

R_1 ist somit $= \frac{1}{2} \cdot 0{,}707 = 0{,}353$.

Auf demselbem Wege erhält man:

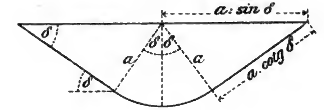
Form des Querschnitts: Halbkreis . . . . $R_1 = 0{,}40$

Halbes regelmäßiges Sechseck 0,38

(Rechteck, Breite gleich der doppelten Wassertiefe . . . . 0,353)

Trapezähnlicher Querschnitt, die Sohle ausgerundet, anderthalbfache Böschungen, somit $\cot g\, \delta = 1{,}5$, s. Abb. 65[58]) . . 0,345

Abb. 65. Trapezförmiger Querschnitt mit ausgerundeter Sohle.



In der Mitte dieser Querschnitte ist die Wassertiefe gleich der doppelten hydraulischen Tiefe.

Die Querschnitte sind im vorstehenden nach den hydraulischen Tiefen geordnet und man sieht, daß ein halbkreisförmiger Querschnitt der leistungsfähigste ist.

Für F qm große Querschnitte, deren Formen den vorhin besprochenen ähnlich sind, erhält man die hydraulische Tiefe R aus $R_1 \sqrt{F}$.

Die oberen Breiten des Wasserspiegels und die sonstigen Abmessungen des Wasserquerschnitts kann man ebenso behandeln, wie die hydraulischen Tiefen. Dies ist für verschiedene trapezförmige Normalquerschnitte im »Taschenbuche der Hütte« durchgeführt, jedoch ohne Angabe der R_1.

§ 32. Berechnung der Gerinne, Kanäle und Gräben. Man hat früher nicht allein bei Rohrleitungen, sondern allgemein für das c der Grundformel $v = c\sqrt{R \cdot J}$ eine bestimmte Zahl angenommen. Eingehendere Untersuchungen über die Bewegung des Wassers haben aber gezeigt, daß die Geschwindigkeitszahl sich ändert, einerseits mit der hydraulischen Tiefe, anderseits mit dem Grade der Rauheit der Wandungen und der Sohle der Gerinne.

Auf Grund zahlreicher Messungen, die sich auch auf fließende Gewässer erstrecken, hat man für c verschiedene Formeln aufgestellt; die von Bazin und von Ganguillet und Kutter empfohlenen Formeln haben indessen am meisten Verbreitung gefunden.

Diese Formeln haben die Gestalt eines Bruches, sie stimmen auch insofern miteinander überein, als sie außer $\sqrt{R}$ enthalten: im Zähler einen sämtlichen Leitungen gemeinsamen Beiwert und im Nenner den von der Beschaffenheit der Wandungen abhängigen sog. Rauhigkeitsgrad.

Kutter ermittelte

$$c = \frac{a\sqrt{R}}{b + \sqrt{R}}, \tag{22}$$

das stimmt überein mir Bazins Formel

$$c = \frac{\alpha}{\frac{\beta}{\sqrt{R}} + 1} = \frac{\alpha\sqrt{R}}{\beta + \sqrt{R}}. \tag{23}$$

Als a hat Kutter 100 eingeführt, während Bazin $\alpha = 87$ gesetzt hat. Bei Zunahme des Rauhigkeitsgrades b bzw. β nehmen die Geschwindigkeiten ab.

[58]) Sonstige Angaben für R_1 findet man in Sonne u. Esselborn, »Elemente des Wasserbaues«. (Leipzig 1904.) — Die Querschnitte der Straßenkanäle werden im Abschnitt »Entwässerung der Städte« besprochen.

Wenn man nun nach Einführung bestimmter Zahlen für R und b die Geschwindigkeitszahlen berechnet und die R als Abszissen, die c als Ordinaten aufträgt, entstehen Kurven; von diesen führt Abb. 64 neun KUTTERsche Kurven vor, sie sind mit $K'K'$ bezeichnet und der Rauhigkeitsgrad ist beigefügt. Von den BAZINschen Kurven sind nur zwei, und zwar mit gestrichelten Linien, gezeichnet. Aus den obersten Kurven der Abbildung ersieht man, daß BAZINs Kurven etwas andere Krümmungshalbmesser haben als die KUTTERschen. Diese Abweichung ist gut, aber nicht so erheblich, daß wir die eingebürgerten KUTTERschen Formeln aufgeben müßten, man kann aber jeder BAZINschen Kurve eine beinahe gleichwertige KUTTERsche Kurve, die mit jener einen Punkt gemeinschaftlich hat, an die Seite stellen (vgl. Abb. 64 oben).

Den genannten c-Kurven ist große Steilheit bei kleinen hydraulischen Tiefen gemeinsam, ihre Wurzelstrecken zielen sämtlich nach dem Nullpunkt der Koordinaten. Der Wirklichkeit entspricht dies nicht. Aus der in Anm. 57 bezeichneten Abhandlung ergibt sich, daß man die berechneten Wurzelstrecken der fraglichen Kurven etwas nach links verschieben muß. Um diese Verschiebung anzudeuten, sind in Abb. 64 die Wurzelstrecken der KUTTERschen Kurven mit gesternten Linien gezeichnet[59]).

Nunmehr sind für die Rauhigkeitsgrade Zahlen zu ermitteln. Es empfiehlt sich, hierbei von den Angaben BAZINs auszugehen, denn diese sind die neuesten und das Ergebnis eingehender Untersuchungen.

BAZIN hat für β die folgenden sechs Abstufungen angenommen:

1. Gerinne aus gehobeltem Holz und geglättetem Zement . . . . $\beta = 0{,}06$,
2. Gerinne aus gewöhnlichen Brettern, Quadern oder Backsteinen . . $\beta = 0{,}16$,
3. Kanäle mit Bruchsteinwandungen . . . . $\beta = 0{,}46$,
4. Kanäle in Erde mit Ufermauern oder abgepflasterten Böschungen . $\beta = 0{,}85$,
5. Kanäle (und Flüsse) ziemlich regelmäßig und rein . . . . . . $\beta = 1{,}30$,

(6. Kanäle und Flüsse mit steinigen und bewachsenen Wandungen . $\beta = 1{,}75$).

(Die Stufe 6 scheidet hier aus, sie wird der Besprechung der fließenden Gewässer in Abschn. A des IX. Kapitels zugewiesen.)

Die obigen Rauhigkeitsgrade darf man aber nicht ohne weiteres verwenden. In ausgeführten Gerinnen und Kanälen entstehen mancherlei Hindernisse, die den Versuchskanälen fern bleiben, sodann wird die Geschwindigkeit durch Abnutzung der Wandungen benachteiligt u. dgl. mehr. Die Umstände, die bei Rohrleitungen die Einführung von Gebrauchszahlen σ begründen, liegen auch bei Gerinnen und Kanälen meistenteils vor. Ein Unterschied besteht insofern, als es angezeigt ist, diese Zahlen um so größer zu wählen, je glatter die Wandungen sind. Bei Stufe 5 kann man $\sigma = 1{,}0$ annehmen, während $\sigma = 1{,}6$ bei Stufe 1 am Platze sein dürfte. Auf dieser Grundlage und nachdem aus den BAZINschen β äquivalente KUTTERsche b ermittelt waren, kann die nachstehende Abstufung empfohlen werden:

Stufe	1	2	3	4	5
$b =$	0,25	0,35	0,75	1,10	1,60.

Diese Zahlen für b sind meistenteils Mittelwerte.

---

[59]) Auch MÖLLER (s. dessen Grundriß des Wasserbaues (Leipzig 1906) Bd. II, S. 41) hat die oben erwähnte Unvollkommenheit der üblichen Berechnung der Geschwindigkeitszahlen hervorgehoben, er verlangt indessen mehr; er sagt: »BAZIN sowohl wie KUTTER lassen c mit $\frac{F}{u} = o$ bis auf Null abnehmen. Das ist jedoch zu weit gegangen, denn der Grenzwert für Wasserläufe in Erde und $\frac{F}{u} = o$ bleibt noch etwa $c = 20$. Für die Erledigung technischer Aufgaben ist jene Abweichung jedoch bedeutungslos«.

Die zu den Stufen 1, 3 und 4 gehörigen Kurven sind ohne weiteres in Abbildung 64 eingetragen, die Werte von b sind dabei vermerkt.

Bei den Gerinnen und Kanälen aus Quadern und Backstein (Stufe 2) dürfte ein Unterschied zwischen Reinwasser- und Abwasserleitungen zu machen sein, denn in letzteren, also in Straßenkanälen, werden infolge der Sinkstoffe unter sonst gleichen Umständen kleinere Geschwindigkeiten entstehen, als in ersteren. Die Abbildung hat das berücksichtigt. — Die Kurve für $b = 0{,}35$ hat eine doppelte Bedeutung, sie führt den Grenzwert für die genannten Reinwasserleitungen vor, außerdem ist sie die auch von FRÜHLING für die Berechnung gebrauchter Rohrleitungen empfohlene Kurve. — Gewöhnliche Gräben sind mitunter nicht frei von Wasserpflanzen; in Hinblick hierauf ist bei diesen b mit 1,5 bis 2,0 angesetzt.

Bei Berechnung der Gerinne und Gräben sind nicht selten die Abmessungen des Querschnitts und das Gefälle aus der abzuleitenden Wassermenge zu ermitteln. Wenn man dann eine zweckentsprechende Geschwindigkeit des Wassers und eine der in § 31 besprochenen, sog. vorteilhaften Querschnittsformen annimmt, gestalten sich die Rechnungen ziemlich einfach. Ein Beispiel wird das erläutern.

Die sekundliche Wassermenge Q, die ein in grobem Sande herzustellender Graben abzuführen hat, sei 0,250 cbm, als Querschnittsform hat man die trapezähnliche mit ausgerundeter Sohle gewählt, vgl. Abb. 65, S. 308. Aus den im »Taschenbuche der Hütte« mitgeteilten Erfahrungen über zulässige Wassergeschwindigkeiten ergibt sich in diesem Falle $v = 0{,}6$ m/sek, somit als Durchflußquerschnitt

$$F = \frac{Q}{v} = \frac{0{,}250}{0{,}6} = 0{,}42 \text{ qm} \qquad \text{und} \qquad \sqrt{F} = 0{,}65.$$

Bei der genannten Querschnittsform ist die hydraulische Tiefe $R_1 = 0{,}345$ und es folgt $R = 0{,}345 \cdot 0{,}65 = 0{,}224$ m, ferner die Wassertiefe a des Durchflußquerschnitts $= 2 \cdot 0{,}224 = 0{,}448$; die sonstigen Abmessungen ergeben sich leicht.

Das Gefälle erhält man aus

$$J = \frac{v^2}{c^2 \cdot R},$$

c kann man in Abb. 64 abgreifen oder aus $\dfrac{100\sqrt{R}}{b + \sqrt{R}}$ mit $R = 0{,}224$ und $b = 1{,}5$ berechnen. Auf beiden Wegen erhält man $c = 24$, schließlich J aus $\dfrac{0{,}60^2}{24^2 \cdot 0{,}224} = 0{,}0028$ oder rund 0,3 v. H.

Eine ähnliche Aufgabe, die etwas verwickelter ist, wird im folgenden Abschnitt (Entwässerung der Städte) besprochen werden.

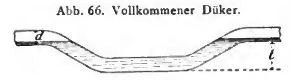
§ 33. Düker und Heber.

a) Düker. Wenn die Linie einer Wasserleitung ein Quertal antrifft, kann man statt einer Wasserleitungsbrücke eine unterhalb der natürlichen Gefallslinie liegende, zuerst fallende, dann steigende Rohrleitung herstellen. Nicht selten geschieht dasselbe, wenn städtische Entwässerungskanäle einen Fluß durchqueren. Ähnliche Bauwerke entstehen, wenn ein Schiffahrtskanal, der ein kleines Gewässer kreuzt, so tief liegt, daß man einen gewöhnlichen Durchlaß nicht herstellen kann. Bei diesen und anderen Gelegenheiten sind Bauwerke am Platze, die man Düker zu nennen pflegt. Auch die Bezeichnung »Unterleitung« ist unter Umständen am Platze.

Man unterscheidet Rohrdüker und gemauerte, ferner zerfallen die Düker in

vollkommene und unvollkommene, je nachdem die Tauchtiefe t (Abb. 66)[60] größer oder kleiner als der Durchmesser d der Leitung ist. Da der Querschnitt, der die Regel bildenden vollkommenen Düker stets gefüllt ist, so erfahren kleine Zuflüsse eine starke, das Niederschlagen der mitgeführten Sinkstoffe verursachende Geschwindigkeitsabnahme, weshalb oberhalb des Dükereingangs ein Schlammfang anzulegen und die Möglichkeit einer Spülung vorzusehen ist. Um eine zu große Geschwindigkeitsabnahme zu verhindern, wird der Dükerquerschnitt mitunter möglichst klein angenommen. Liegt jedoch der Düker in einer Druckrohrleitung, die selbst mit gefülltem Querschnitt arbeitet, so tritt keine Geschwindigkeitsabnahme ein.

Abb. 66. Vollkommener Düker.



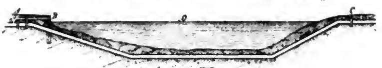
Da jeder vollkommene Düker einem die Wandungen auf Zug beanspruchenden Innendruck ausgesetzt ist, so verwendet man zu deren Herstellung in der Regel Guß- oder Schmiedeeisen, neuerdings auch Eisenbeton.

In Abb. 67 ist ein Entwässerungskanal C mittels eines schmiedeisernen Dükers von dem einen Ufer des Kielgrabens in Danzig nach dem andern geführt. Bei A befindet sich ein Schlammfang, sowie der Notauslauf N, welcher bei höheren Wasserständen des Grabens zum Einlassen von Spülwasser benutzt werden kann, während sich bei B ein zweiter Schlammfang befindet, der die trotz des ersten noch in den Düker gelangenden Sinkstoffe aufnehmen soll. Abb. 68 dagegen zeigt die für reines Wasser übliche Form der Flußdüker; bei A und C befinden sich Lufthähne zum Auslassen der in den Dükerschenkeln aufsteigenden Gase, sowie Absperrschieber zum Abschluß bei etwaigen Ausbesserungen, während welcher die Wasserabführung vorübergehend durch den Auslaß B stattfindet.

Abb. 67. Düker durch den Kielgraben in Danzig.



Abb. 68. Düker durch die Mottlau bei Danzig.



Zur Verlegung der Flußdüker in ruhigem oder mit geringer Geschwindigkeit fließendem Wasser wird in der Regel eine Rinne ausgebaggert, in die der fertige Düker von verankerten Prahmen oder einem festen Gerüst aus herabgelassen wird.

Die Berechnung der Düker, deren Durchmesser sich aus dem zur Verfügung stehenden Gefälle und der abzuleitenden größten Wassermenge oder aus dieser und der zweckentsprechend angenommenen Durchflußgeschwindigkeit ergibt, erfolgt in ähnlicher Weise, wie diejenige der Rohrleitungen.

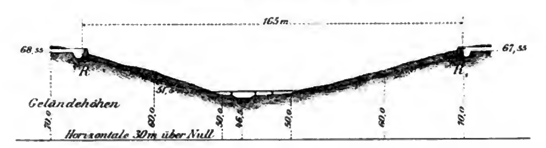
Soll z. B. eine Leitung mit freiem Wasserspiegel mittels des in Abb. 69[61]) dargestellten Dükers ein Tal durchqueren und sei die in einer Sekunde abzuführende Wassermenge $Q = 0{,}225$ cbm, sowie die zulässige Geschwindigkeit $v = 1{,}5$ m, so ist $F = \frac{Q}{v} = 0{,}15$ qm, und aus $\frac{d^2 \cdot \pi}{4} = 0{,}15$, berechnet sich $d = \sqrt{\frac{0{,}15 \cdot 4}{\pi}} = 0{,}44$ m.

[60]) Die Abb. 66 bis 68, 70, sowie 82 bis 88 sind dem »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, 4. Aufl., III. Teil, dem von Geh. Baurat Prof. A. Frühling verfaßten und bei der Bearbeitung des vorliegenden Abschnitts benutzten Bd. IV: »Die Entwässerung der Städte«, entnommen.

[61]) Die Abb. 69 u. 71 sind den »Elementen des Wasserbaues« von Sonne & Esselborn, Leipzig 1904. entnommen.

Bei der Ausführung würde man entweder ein 0,45 oder ein 0,5 m weites Rohr nehmen. — Wenn das Dükerrohr die hier gezeichnete Lage hat, bringt man unten ein kurzes offenes Rohr mit Schieber behufs Spülung und Entleerung des Dükers an.

Abb. 69. Längsschnitt eines Dükers. M. 1 : 2000.



Bei Berechnung der von dem Düker beanspruchten Reibungshöhe w kann man von der Näherungsformel 19 $Q = 20\sqrt{d^5 \cdot J}$ ausgehen.

Aus $Q = \frac{\pi}{4} \cdot d^2 \cdot v$ folgt

$$J = \frac{w}{l} = 0{,}0025 \frac{Q^2}{d^5} = 0{,}00154 \frac{v^2}{d}. \tag{24}$$

Die Länge l des Dükerrohres sei 169 m, dann erhält man aus dieser Gleichung mit $d = 0{,}45$ und $v = 1{,}5$ m, $w = 1{,}3$ m.

Ein genaueres Ergebnis erhält man aus

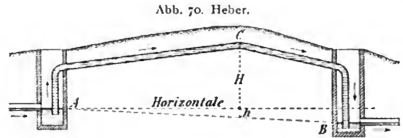
$$w = \left(\frac{20}{c}\right)^2 \cdot \frac{1}{d} v^2 \quad \text{(Gl. 13, S. 302).}$$

Für $d = 0{,}45$ liefert Abb. 64 $c = 48{,}5$ und $\left(\frac{20}{48{,}5}\right)^2 \cdot \frac{1}{0{,}45} \cdot 1{,}5^2 \cdot 1{,}69$ ergibt $w = 1{,}44$ m.

Auf demselben Wege findet man $c = 50$ für $d = 0{,}5$ und $w = 1{,}22$ m.

b) Heber. Die physikalischen Eigentümlichkeiten des Hebers (Ingangsetzen durch Ansaugen, Begrenzung der Höhenlage des Scheitels, geringer innerer Druck und Ansammeln von Luft daselbst usw.) dürften bekannt sein.

Abb. 70. Heber.



Die Heber ermöglichen die Leitung des Wassers oberhalb der Gefällslinie AB (Abb. 70). Bezeichnet h das zur Bewegung des Wassers erforderliche Gefälle, und nimmt man die Höhe einer dem Luftdruck entsprechenden Wassersäule zu 10 m an, so darf der höchste Punkt des Hebers nicht mehr als 10 m — h über der durch A gehenden Wagerechten liegen. Des sichern Betriebs wegen wird jedoch H 1 bis 2 m kleiner gewählt.

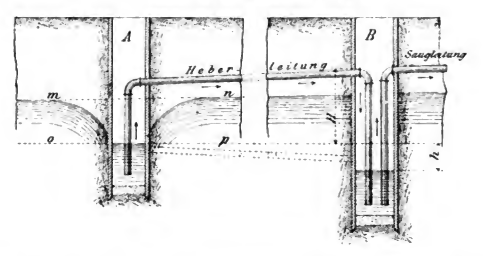
Für die Leitung reinen Wassers sind Heber namentlich bei städtischen Wasserversorgungsanlagen vielfach in Gebrauch. Ist z. B. A (Abb. 71) die Entnahmestelle, B der Sammelbrunnen des Wassers und mn die Höhe des bei der Wasserentnahme auf op gesenkten Grundwasserstands, so kann statt einer mitunter schwierig herzustellenden, punktiert angegebenen direkten Leitung die eingezeichnete Heberleitung hergestellt werden.

Auch bei Abwasserkanälen wurden Heber ausgeführt, bei diesen sind die sich entwickelnden Gase durch Absaugen zu entfernen, oder durch Zuführung von Wasser nach

Abschluß der Zu- und Abströmungsöffnung zu verdrängen. Im Innern der Heber ist eine Ablagerung von Sinkstoffen weniger zu befürchten, weil deren Mitführung durch das Wasser durch den aufsteigenden oberen Schenkel einigermaßen verhindert wird. Eine Spülung der Heberleitung läßt sich durch angestautes, von oben zufließendes Wasser bewirken.



Abb. 71. Heberleitung für Wasserversorgungsanlagen.



Vereinzelt hat man auch große Heberleitungen für Abwasser behufs Durchquerung von fließenden Gewässern da erbaut, wo Stützpunkte für die Rohre sich an vorhandenen Brücken beschaffen ließen[62].

G. Zuleitung und Verteilung des Wassers.

§ 34. Zuleitung des Wassers von hochliegenden Orten. — Quellen und Sammelbecken liegen in der Regel höher als die Hauptbehälter der Wasserwerke, das Wasser fließt dann den letzteren ohne weiteres zu. Die Leitungen sind entweder Kanäle mit offenem Wasserspiegel oder Rohrleitungen; ihre Eigentümlichkeit besteht darin, daß in steilem Gelände nicht selten ein Übermaß von Gefälle vorhanden ist, alsdann muß man besondere Anordnungen treffen.

Unterirdische Leitungen mit offenem Wasserspiegel gestatten nahezu beliebig große Querschnitte und sind deshalb besteigbar, dagegen, namentlich in hügeliger Gegend, meistens teurer als Rohrleitungen, welche auch den Vorteil besitzen, daß sie bei entsprechender Druckhöhe wieder bergauf geleitet werden können.

Die überdeckten Leitungen mit natürlichem Gefälle können als mit Platten bedeckte (Abb. 72)[63] oder als überwölbte Leitungen (Abb. 73) hergestellt werden. Erstere haben meistens senkrechte Seitenmauern, sowie eine ebene, besser eine gekrümmte Sohle. Bei den überwölbten Leitungen richten sich Stärke und Form des Deckgewölbes nach der auf ihm ruhenden Belastung, und die Scheitelstärke schwankt zwischen $\frac{1}{4}$ und $\frac{1}{8}$ der Lichtweite.

Überwölbte Leitungen werden meistens aus hartgebrannten Ziegeln oder Beton, bei großen Abmessungen aus Eisenbeton hergestellt, die Wasserdichtigkeit wird durch einen

---

[62]) Ausführliches über Düker und Heber findet man im »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, Wasserbau, 4. Aufl., Bd. III, S. 93, ferner Bd. IV, S. 183 u. Bd. V, S. 208.

[63]) Die Abb. 72 bis 80 sind dem »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, 4. Aufl. 1904, III. Teil, dem von Geh. Baurat A. Frühling und Zivilingenieur G. Oesten verfaßten und bei der Bearbeitung des vorliegenden Abschnitts benutzten Bd. III: »Die Wasserversorgung der Städte«, entnommen.

sorgfältig ausgeführten inneren Mörtelüberzug befördert. Zum Schutze vor Frost und Sonnenwärme ist die Leitung so tief zu verlegen, daß über ihr noch eine 0,8 bis 1,5 m starke Erdschicht sich befindet, wenn dies nicht möglich, ist die Leitung mit einer entsprechenden Überschüttung zu versehen.

Abb. 72 u. 73. Querschnitte der Wiener Hochquellenleitung. M. 1 : 100.

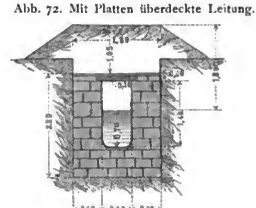


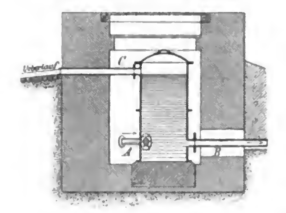
Abb. 72. Mit Platten überdeckte Leitung.



Abb. 73. Überwölbte Leitung.

Rohrleitungen müssen stets unterhalb derjenigen Drucklinie liegen, welche sich beim stärksten Verbrauch des Wassers und für dessen tiefsten Stand im Hochbehälter ergibt. Liegt die Oberkante des Rohres an der höchsten Stelle nur 1,5 bis 2 m unter der ungünstigsten Drucklinie, so empfiehlt es sich, zur Entfernung der die Leistungsfähigkeit beeinträchtigenden Luftansammlungen statt der üblichen Lufthähne und selbsttätigen Ventile, die zu ihrer Tätigkeit eines entsprechenden, bei hoher Lage des Rohrscheitels nicht immer vorhandenen Überdrucks der ausströmenden Luft bedürfen, durch einen Schacht oder ein Standrohr eine dauernde und sichere Verbindung mit der freien Luft herzustellen.

Abb. 74. Lüftungsschacht in der Zuleitung für Bahnhof Canfanaro. M. 1 : 50.



Eine standrohrähnliche Anordnung zeigt der in Abb. 74 vorgeführte Lüftungsschacht mit innen befindlichem eisernen Behälter, in den das Wasser bei *A* ein- und bei *B* wieder austritt, während durch das Rohr *C* die Luft entweicht und das überschüssige Wasser abläuft[64]).

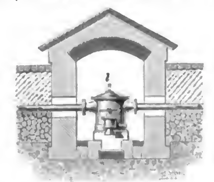
An jedem Wechsel zwischen Steigung und Gefälle, sowie in bestimmten Zwischenräumen längerer Steigungen ist der Luft Gelegenheit zum Entweichen zu geben. Dabei wird eine regelmäßige Bedienung der Lufthähne durch Menschenhand den nicht immer zuverlässig arbeitenden selbsttätigen Vorrichtungen gewöhnlich vorgezogen.

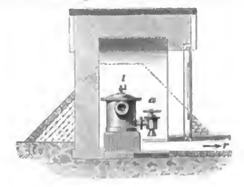
Um bei Ausbesserung einer Stelle nicht die ganze Leitung entleeren zu müssen, wird diese in längeren Abständen mit Absperrschiebern versehen, deren allmählicher Schluß die Bildung von Rückschlägen in den oberhalb gelegenen Rohrstrecken verhindert. Die Entleerung erfolgt durch die an den tiefsten Stellen der Zuleitung angebrachten Ablaßhähne, die auch zu Spülungen benutzt und bei stärkerem Gehalt an Sinkstoffen mit Schlammkasten verbunden werden können. Abb. 75 u. 78 zeigen einen solchen mit Luft- und Ablaßhahn versehenen Schlammkasten, der in einer verschließ-

64) G. Plate, »Die Wasserversorgung auf den k. k. Istrianer und Dalmatiner Staatsbahnen«, Zeitschr. d. Österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1878.

baren Kammer untergebracht ist und bei dem das Wasser, sowie der angesammelte Schlamm durch den Ablaßhahn *a* abgelassen und in der Rinne *r* (s. Abb. 76) fortgeführt wird, während der durch Menschenhand zu bedienende Lufthahn sich bei *l* befindet.

Abb. 75 u. 76. Schlammkasten mit Luft- und Ablaßhahn in der Zuleitung für Bahnhof Sebenico. M. 1 : 100.





Damit bei übermäßigem Gefälle in der Leitung kein zu großer Druck entsteht, muß die lebendige Kraft des Wassers verringert werden, was durch Absturzstrecken, Absturzschächte und Entlastungskasten geschehen kann.

Abb. 77. Absturzschacht in der Zuleitung für den Bahnhof Rachitovich. M. 1 : 200.

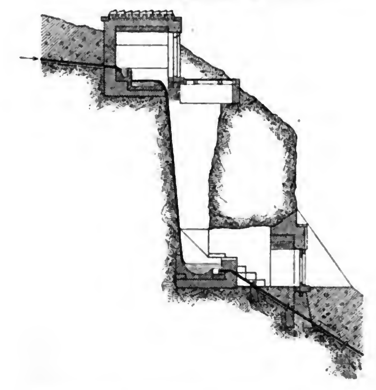
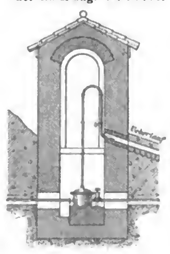


Abb. 78. Entlastungskasten der Zuleitung. M. 1 : 100.



Absturzstrecken gestaltet man am besten durch Abtreppungen, also durch Bildung von Kaskaden. Einen Absturzschacht zeigt Abb. 77; bei diesem stürzt das Wasser in einen in den Felsen getriebenen Schacht von 11 m Höhe hinab, unten wird es von einem kleinen gemauerten Becken aufgenommen. Ein Entlastungskasten ist in Abb. 78 dargestellt. Auf der einen Seite mündet der von oberhalb kommende Einlauf, auf der entgegengesetzten das folgende, mit einer Abschließung versehene Fallrohr. Das von dem Deckel des Kastens ausgehende senkrechte Rohr regelt die Druckhöhe.

Den Hochbehältern wird das Wasser meistens in einer einzigen Leitung zugeführt, weil zwei eiserne Leitungen, welche dieselbe Wassermenge führen wie ein Rohr, etwa anderthalbmal soviel als dieses kosten. Gewährt auch eine Doppelleitung eine größere Betriebssicherheit, weil bei etwaigem Bruche des einen Rohres das zweite den Betrieb

aufrecht erhalten kann, so kommen andererseits bei einer sorgfältig verlegten Eisenrohrleitung mit ausreichender Wandstärke nur selten Beschädigungen vor. Außerdem läßt sich durch Einfügung von Zwischenbehältern und einer genügenden Anzahl von Absperrschiebern und Ablaßstellen die Zeit des Leerens und Wiederfüllens im Fall eines Rohrbruchs sehr abkürzen. Dagegen sind Doppelstränge bei eisernen Zuleitungen dann empfehlenswert, wenn ein einziger Rohrstrang sehr große Abmessungen erhalten müßte, oder wenn ungünstige örtliche Verhältnisse, wie z. B. bei Kreuzung eines Flußbetts, die Zugänglichkeit erschweren.

§ 35. Zuleitung des Wassers aus tiefliegenden Orten. Um Tiefengrundwasser, sowie das den Flüssen und Seen entnommene Wasser nach den Hochbehältern zu fördern, errichtet man bekanntlich Pumpwerke. Folgende Hauptteile kann man unterscheiden:

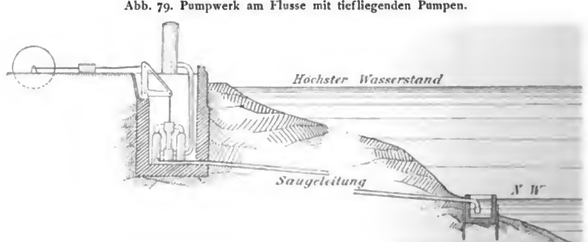
die Saugeleitung nebst Zubehör,
die Pumpen und
die Steigeleitung nebst Vorrichtungen zum Regeln der Druckhöhe.

Eine Besprechung der dem Maschinenbau angehörenden Pumpen scheidet hier aus, immerhin mag bemerkt werden, daß bei einem größeren Wasserwerk mit Rücksicht auf die Betriebssicherheit mindestens eine Ersatzpumpe vorhanden sein muß; dies wird durch Aufstellung zweier Maschinen erreicht, von denen jede einzelne den Bedarf zu decken vermag.

Die Kraftmaschinen sind meistens Dampfmaschinen, mitunter Gasmaschinen. Auch Wasserkraft wird unter Umständen mit Nutzen verwendet; Beispiele sind die mit Turbinen unmittelbar gekuppelten Pumpen für Solingen (s. S. 291) und die Pumpen des weiter unten besprochenen Werkes bei Eybach. Elektrischer Betrieb ist am Platze, wenn der Strom während der Tagesstunden von einem elektrischen Lichtwerke bezogen werden kann.

a) Lage des Pumpwerks. Wenn es sich um Tiefengrundwasser handelt, ist der Ort für das Pumpwerk im wesentlichen durch die Stellung der Bohrbrunnen gegeben, vgl. Abb. 20, S. 270 (Wassergewinnungsanlage einer rheinhessischen Gruppenwasserversorgung).

Abb. 79. Pumpwerk am Flusse mit tiefliegenden Pumpen.



Schon bei der Anlage der Brunnen darf man Rücksicht auf das demnächstige Anfahren der Kohlen für das Pumpwerk nehmen. — Schwieriger ist eine gute Lage des Pumpwerks bei der Entnahme von Flußwasser, wegen der wechselnden Wasserstände der Flüsse. Erbauung des Pumpwerks in Geländehöhe und hochwasserfreier Lage verbietet sich in

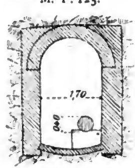
der Regel dadurch, daß die Saughöhe der Saugeleitungen ähnlich wie die Höhenlage des Scheitels eines Hebers beschränkt ist. Um nun die Pumpen den Einwirkungen des Hochwassers zu entziehen, stellt man entweder den unteren Teil des Maschinenhauses als ein in das Hochwasser eintauchendes wasserdichtes Gefäß her oder man baut die Pumpen in einen wasserdichten Schacht ein, in den das Saugerohr einmündet (Abb. 79). Um dann die Zuleitung nicht zu lang werden zu lassen, empfiehlt sich mitunter die Herstellung eines Saugebrunnens in der Nähe des Maschinenhauses, der mit der Entnahmestelle durch eine Heberleitung in Verbindung gesetzt wird.

Die auch Saugeschächte genannten Saugebrunnen, in welche die bis unter den tiefsten, der stärksten Entnahme entsprechenden Wasserspiegel reichenden Saugerohre eingeführt sind, werden oft ausgeführt. Diese Anordnung bietet den Vorteil, daß die Saugeleitung kürzer wird und daß der Schacht einen die Saugetätigkeit der Pumpen ausgleichenden Zwischenbehälter bildet. Wenn der Schacht verschiedene Zuleitungen aufnimmt, führt er den Namen Sammelbrunnen. Schächte und Brunnen werden nach Bedarf mit Vorrichtungen zum Zurückhalten von Sand, Algen usw. ausgestattet.

Die Höhenlage des Saugerohrs ist dadurch beschränkt, daß man die Pumpen nicht gern mehr als 6 m hoch saugen läßt; über den inneren Druck gilt das bei Besprechung der Heber Gesagte.

Die Ausführung der Saugeleitungen erfordert die allergrößte Sorgfalt, weil sie luftdicht sein müssen. Mitunter werden die außerhalb des Pumpengebäudes befindlichen Saugeleitungen in begehbaren Kanälen (Abb. 80) verlegt, besonders dann, wenn zur Speisung mehrerer Maschinen nur eine Saugeleitung dient, wenn die Bodenbeschaffenheit Senkungen der in der Erde liegenden Rohre befürchten läßt, oder wenn die Saugehöhe groß ist, weil dann die geringste Undichtigkeit nachteilig wirkt und schnell beseitigt werden muß.

Abb. 80. Saugerohr in begehbarem Kanal. M. 1 : 125.



Damit bei Betriebsunterbrechungen der Pumpe das Wasser im Saugerohr bleibt, wird dieses mit einem unter Niedrigwasser liegenden Rücklauf- oder Rückschlagventil, sowie zur Wiederanfüllung bzw. zum Ersatz des etwa verloren gegangenen Wassers mit einer Verbindung mit der Druckleitung versehen. Außerdem ist die Anbringung eines Ablaßhahns zur Entleerung des Saugerohrs zweckmäßig. Mit Rücksicht auf einen ruhigen Gang der Pumpe ist der Durchmesser der Saugeleitungen so zu bemessen, daß die mittlere Geschwindigkeit des angesaugten Wassers 0,5 m, die größte 0,8 m nicht übersteigt.

b) Die Steigeleitung. Unter Berücksichtung der Lage des Pumpwerks und des Hochbehälters ermittelt man zunächst den Höhenunterschied H zwischen dem mittleren Wasserstande im Saugeschacht und dem mittleren Wasserspiegel des Hochbehälters, d. h. die durchschnittliche »nützliche« Förderhöhe der Pumpen, ferner die Länge l der Steigeleitung. Aus dem durchschnittlichen Tagesbedarf läßt sich dann die sekundlich zu hebende Wassermenge Q, ferner die entsprechende Reibungshöhe w so für ein Rohr von d m Durchmesser mit Hilfe der Näherungsformel

$$\frac{w}{l} = 0{,}0025 \cdot \frac{Q^2}{d^5} \quad \text{(s. S. 312)}$$

berechnen und die wirkliche Förderhöhe ist $= H + w$.

In Abb. 81, S. 318 sind FB und FC die nützlichen, FG und FG_1, aber die wirklichen Förderhöhen. Man sieht, daß die Gefälls- oder Drucklinien der Steigeleitungen ihren höchsten Punkt beim Pumpwerk haben und in der Richtung der Hauptbehälter fallen.

Die Berechnung der Steigeleitungen wird das nachstehende Beispiel erläutern.

Bei einem zukünftigen Tagesbedarf von 600 cbm ist $Q = 0{,}014$ cbm und bei $l = 5000$ m ist die Reibungshöhe

$$w = 0{,}0025 \cdot \frac{0{,}014^2}{d^5} \cdot 5000 = \frac{0{,}0024}{d^5}.$$

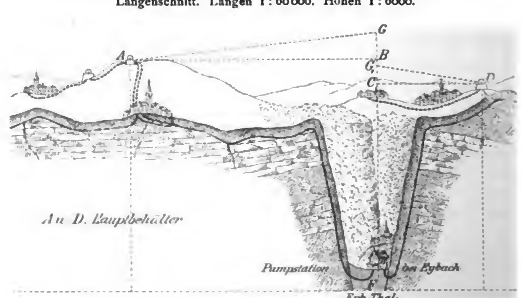
Für $d = 0{,}25$ m ergibt sich $w = 2{,}47$ m und die von den Pumpen zu überwindende wirkliche Förderhöhe ist $H + 2{,}47$ m.

Eine Rohrleitung von 5000 m Länge und 0,25 m Weite ist aber teuer. Man kann die Kosten des Meters einer fertigen gußeisernen Leitung (ohne Nebenbestandteile und Nebenarbeiten) mittels der Formel $k = 60\,d\left(1 + \frac{d}{2}\right)$ Mark einschätzen. Im vorliegenden Fall ergibt das als Anlagekosten der Steigeleitung 84500 M. und dies Kapital erfordert 4225 M. jährlich für Verzinsung nebst Tilgung mit 5 v. H.

Nun liegt die Frage nahe, ob die Verwendung von Rohren mit geringerem Durchmesser vielleicht vorteilhaft wäre. Allerdings bringen diese größere Reibungshöhen dementsprechend eine Steigerung der Arbeit des Pumpwerks und eine Zunahme der Betriebskosten der Wasserhebung mit sich. Die letztgenannten Kosten lassen sich einschätzen. Es ist nun die Rohrweite am vorteilhaftesten, bei der die Summe aus Betriebskosten und Verzinsung der Baukosten der Rohrleitung am kleinsten wird. Im vorliegenden Falle hat sich bei 30 m nützlicher Förderhöhe ergeben, daß eine Leitung von 0,20 m Weite den Vorzug verdienen könnte [65].

Bei Bestimmung der Weite der Steigeleitungen sollte man nicht übersehen, daß es ausgeschlossen ist, diese Leitungen bei gesteigertem Bedarf zu vergrößern. Man darf deshalb den zukünftigen Tagesbedarf sehr reichlich einschätzen und wird unter Umständen größere Rohre nehmen, als Rechnungen obiger Art ergeben.

Abb. 81. Gruppenwasserversorgung der Rauhen Alp (Württemberg). Längenschnitt. Längen 1 : 60000. Höhen 1 : 6000.

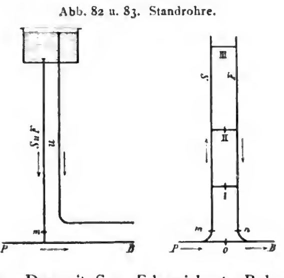


Das auf der großen Platte der Rauhen Alp niederfallende Regenwasser verschwindet in dem zerklüfteten Gestein fast vollständig, tritt aber in den zahlreichen Quellen der Täler wieder zu Tage. Für das Pumpwerk der obigen Abbildung wird das Wasser aus einer solchen Quelle entnommen. Die Steigerohre sind stellenweise einem Druck von mehr als 30 Atm ausgesetzt.

[65] Näheres s. Tolkmitt-Bubendey, Grundlagen der Wasserbaukunst. 2. Aufl. (Berlin 1907), S 291.

c) **Regelung der Druckhöhe.** Es ist erforderlich, daß die in den Steigeleitungen eintretende Druckhöhe innerhalb der planmäßigen Grenzen bleibt und daß die durch das Pumpen entstehende sehr unruhige Bewegung des Wassers gemildert wird. Diese Regelung des Drucks hat man früher ausschließlich durch hohe, lotrecht stehende, oben offene Rohre, sog. Standrohre bewirkt. Dabei darf im Standrohre die der wirklichen Förderhöhe entsprechende Wasserhöhe nur wenig überschritten werden. Man kann am oberen Ende des Standrohrs einen kleinen Behälter anbringen und ein Überlaufrohr *u* anschließen (Abb. 82). In dem Behälter beruhigt sich das von den Pumpen stoßweise gehobene Wasser und Ausfließen des Wassers am unteren Ende des Überlaufrohres erinnert an Mäßigung oder Einstellen der Tätigkeit der Pumpen. Dies ist eine bewährte, schon bei älteren mit Wasserkraft betriebenen Pumpwerken vorkommende Einrichtung. Das mit *S* u. *F* bezeichnete Rohr wirkt je nach Umständen als Steigeleitung oder als Falleitung.

Abb. 82 u. 83. Standrohre.



Vollkommener ist jedoch die in Abb. 83 angedeutete Anordnung. Bei dieser ist ein Steigerohr *S* und ein besonderes Fallrohr *F* vorhanden nebst Verbindungen I, II, III, von denen I und II abwechselnd für Versorgung einer Unterzone und Oberzone benutzt werden, während III nach Abschluß jener Verbindungen Verstärkung des Drucks beim Ausbruch eines Brandes ermöglicht. Die lotrechten Rohre kann man zu beiden Seiten eines Schornsteines anbringen, das Ganze ummanteln und mit Treppen ausstatten. Derartige recht ansehnliche Rohre von 0,76 m Weite und 60 m Höhe findet man beispielsweise in Hamburg. Im übrigen sind Standrohre in Deutschland selten, in England und namentlich in Amerika sind sie weit verbreitet.

In Deutschland sind mit Manometern ausgestattete Windkessel nach Zahl und Größe so ausgebildet, daß man sie bei Pumpwerken den Standrohren mit Recht vorzieht. Außerdem bietet die Elektrotechnik die Möglichkeit, dem Maschinisten des Pumpwerks in Fernmeldevorrichtungen die Wasserstände des Hochbehälters ständig vor Augen zu führen.

Es darf noch einmal bemerkt werden, wie ein Pumpwerk so anzulegen ist, daß es bei eintretendem Bedarf ohne Schwierigkeit erweitert werden kann, man hat deshalb namentlich bei Bestimmung der Weite der gemeinsamen Rohrleitungen und des Schornsteinquerschnitts, sowie bei Erwerbung des Grund und Bodens auf Erweiterungen Rücksicht zu nehmen und das hat umsomehr zu geschehen, je größer der zu versorgende Ort ist.

Mitteilungen über neuere Pumpwerke findet man in Weyl, Die »Assanierung der Städte in Einzeldarstellungen« (auch unter »Fortschritte der Ingenieurwissenschaften« erschienen).

§ 36. Verteilung des Wassers.

a) Anordnung des Rohrnetzes. Wäre eine geschlossene, wagerechte Fläche von einem außerhalb gelegenen Punkte *P* (Abb. 84) mit Wasser zu versorgen, und stünden dessen Zuführung keinerlei Hindernisse im Wege, so fiele die zweckmäßigste Lage der Leitung zwischen jenem Punkt *P* und der zu versorgenden Stadt mit einer von *P* nach dem Schwerpunkte der Stadtfläche gezogenen

Linie zusammen, wodurch auch der Punkt R bestimmt wird, in welchem die Zuleitung in das Stadtgebiet eintritt. Das städtische Rohrnetz wäre dann so einzurichten, daß von R aus eine möglichst geradlinige Verbindung mit den Bedarfsstellen erfolgt, um die Länge der Leitungen und deren Reibungswiderstand zu vermindern. Je nach der Größe und Form des Stadtgebiets sind dann ein oder mehrere Hauptstränge nötig, die, zu schwächeren Leitungen sich verzweigend, ein Verästelungsnetz bilden.

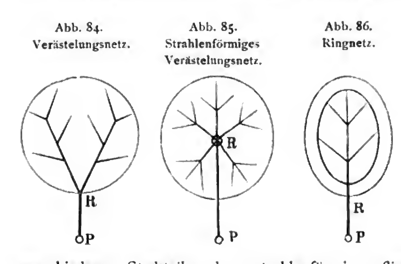


Abb. 84. Verästelungsnetz. Abb. 85. Strahlenförmiges Verästelungsnetz. Abb. 86. Ringnetz.

Befindet sich im Innern des Stadtgebiets eine zur Aufnahme des Hochbehälters besonders geeignete Anhöhe, so rückt der Punkt R, wie in Abb. 85 angedeutet, von der Grenze der Stadt in deren Gebiet, von welchem Mittelpunkt aus das Wasser den verschiedenen Stadtteilen dann strahlenförmig zufließt.

Ein Verästelungsnetz hat jedoch den Nachteil, daß bei einer etwaigen Unterbrechung des Wasserzuflusses an irgend einer Stelle alle unterhalb derselben liegenden Grundstücke von der Versorgung abgeschnitten sind. Zur Vermeidung dieses Nachteils pflegt man ein allseitig geschlossenes Netz, dessen Zweige sowohl unter sich, wie durch eine besondere Ringleitung miteinander verbunden sind (Abb. 86), herzustellen, bei dem der Abschluß einer Strecke ohne Benachteiligung der nicht unmittelbar an diese angeschlossenen Grundstücke möglich und die Druckschwankung geringer ist, weil die Versorgung von verschiedenen Seiten aus stattfindet. Eine solche Anordnung wird Kreislaufsystem oder besser Ringnetz genannt. Wenn auch ein solches in der Anlage teurer ist, als ein Verästelungsnetz, so bietet es neben einer besseren Druckverteilung auch noch den Vorteil einer leichteren Vergrößerungsfähigkeit. Die Stadtgebiete haben jedoch keine so regelmäßig begrenzte Form, wie sie in den obigen schematischen Abbildungen angenommen wurde, und die vorhandenen Straßen bedingen die Richtungen der Leitungen, deren Lage sich deshalb der theoretisch besten nur nähern kann.

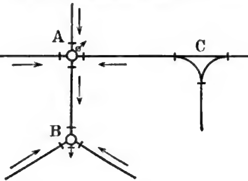
Sowohl bei den Endleitungen eines Verästelungsnetzes, als auch beim Ringnetz zeigt sich an Punkten, wo der Verbrauch der anstoßenden Grundstücke so gering ist, daß eine genügende Geschwindigkeit in den Rohren nicht eintreten kann, eine Trübung des Wassers, wenn dieses zu Ablagerungen geneigt ist, weshalb zeitweise Spülungen erforderlich sind, die am besten in den Nacht- oder frühen Morgenstunden, in denen der Wasserbedarf gering ist, vorgenommen werden.

Beim Ringnetz ist es am vorteilhaftesten, wenn an allen Knotenpunkten gleiche Winkel vorhanden sind, mithin bei drei Strängen solche von 120° und bei vier Zweigen rechte Winkel, weil dann die Widerstände bei der wechselnden Bewegung des Wassers am geringsten werden. Machen jedoch die vorhandenen Straßenkreuzungen andere Winkel erforderlich, so bewirkt der dadurch hervorgerufene Reibungsverlust doch keine merkbare Druckverminderung an den Ausflußöffnungen, so daß an den Kreuzungsstellen von der Einfügung von Rohrbogen, wie sie in Abb. 87 bei C angedeutet sind, gewöhnlich abgesehen wird.

Dagegen muß womöglich jeder Strang für sich abgeschlossen und entleert werden können, damit die mit den Reinigungs- und Ausbesserungsarbeiten verbundenen Störungen

sich nicht auf einen weiteren Umkreis erstrecken. Der Abschluß geschieht durch Schieber, während die Entleerung durch Ablaßschieber oder Ablaßhähne erfolgt, welche an Punkten, nach denen die Rohrleitung fällt, anzubringen sind und die in Leitungen münden, welche mit dem Kanalnetz oder Wasserläufen in Verbindung stehen. Zur Beschränkung der Zahl der Ablaßschieber werden diese an den tief genug liegenden Kreuzungspunkten, an den höher gelegenen dagegen die Lufthähne angebracht.

Abb. 87. Knotenpunkte eines Rohrnetzes.



Gewöhnlich stellt man die Hauptteilpunkte des Netzes als Teilkasten her, welche in gemauerten Schächten untergebracht werden, in denen sich zugleich die Absperrschieber, bzw. die Ablaß- und Lufthähne befinden. In Abb. 87, in welcher Pfeile die Gefällrichtung der Leitungen bezeichnen, ist der höher gelegene Teilkasten *A* mit einem durch einen Pfeil mit Kreis gekennzeichneten Lufthahn, der tiefer liegende *B* dagegen mit einem durch einen Pfeil mit Querstrich kenntlich gemachten Ablaßschieber versehen. Die Querstriche in den Leitungen bedeuten Absperrschieber.

b) Berechnung des Leitungsnetzes und Verlegen der Rohrleitungen. Die Berechnung des Netzes erfordert die Ermittelung der Wassermenge, welche den einzelnen Straßen und Plätzen zugeführt werden muß; hierbei ist auf das Anwachsen der Einwohnerzahl und die Ausdehnung der Stadt Rücksicht zu nehmen und demgemäß ein Plan des zukünftigen bebauten Gebietes herzustellen, in den die berechneten Einwohnerzahlen der einzelnen Straßenstrecken einzutragen sind. Multipliziert man dann die Kopfzahl mit dem auf jeden Einwohner voraussichtlich entfallenden größten Verbrauch, so kann man die Wassermengen, welche die Leitung in den betreffenden Straßen abzugeben hat, einschätzen.

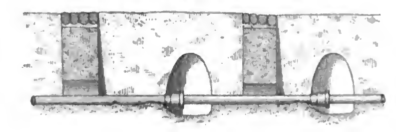
Um nun die für Bestimmung der Leitungsdurchmesser maßgebenden sekundlichen Wassermengen zu finden, trägt man in den nach obiger Angabe hergestellten Stadtplan die wichtigsten Linien des Rohrnetzes vorläufig nach dem Verästelungssystem ein. Als Hilfsmittel, namentlich bei wechselnder Höhenlage des Stadtgebiets, denke man sich an allen Verbrauchsstellen die erforderlichen Druckhöhen aufgetragen, deren Endpunkte eine über der Stadt liegende Fläche bildet. Ordnet man nun das Leitungsnetz so an, als wären die einzelnen Stränge offene Gräben zur Bewässerung der gedachten Fläche, so erzielt man die beste Ausnutzung der vorhandenen Höhenunterschiede. Da die an den verschiedenen Stellen erforderlichen Druckhöhen nicht wesentlich voneinander abweichen, so kann nicht selten das Stadtgebiet selbst an die Stelle jener Fläche treten und es ergibt sich die Regel, die Hauptstränge möglichst in hochliegende Straßen zu verlegen und von dort aus Leitungen zur Speisung der tieferen Gebiete abzuzweigen.

Bei Bestimmung der Leitungsdurchmesser ist zu berücksichtigen, daß die Endstränge mit Rücksicht auf Feuerlöschzwecke und die Möglichkeit einer ausreichenden Spülung, sowie zur Verhinderung eines nachteiligen Einflusses etwaiger Krustenbildung an den Rohrwandungen einer Lichtweite von nicht unter 10 cm bedürfen. Breite Straßen erhalten zwei Leitungen, welche am besten unter den Fußwegen liegen, weil dann die Zweigleitungen billiger, das Pflaster der Fahrbahn bei Ausbesserungen mehr geschont und der Fahrverkehr weniger gestört wird. Die bei der Bewegung des Wassers durch die Abzweigstellen des Netzes entstehenden nicht erheblichen Widerstände, sowie die infolge des Übergangs von einem Durchmesser zum andern auftretenden Druckhöhenverluste werden bei der Berechnung gewöhnlich unberücksichtigt gelassen.

Um das so ermittelte Verästelungsnetz in ein Kreislaufnetz zu verwandeln, werden die Hauptstränge und soweit als möglich auch die Nebenleitungen untereinander, sowie mit den Hauptsträngen verbunden. Die Weite dieser Verbindungsleitungen wird unter der Annahme bestimmt, daß bei Unterbrechung eines Stranges der nächstgelegene die Versorgung der abgesperrten Strecke mit zu übernehmen habe.

Das Verlegen der Rohrleitungen muß, sowohl zur Erhaltung der Frische des Wassers, wie zur Verhütung des Einfrierens in solcher Tiefe erfolgen, daß die Rohre durchschnittlich 1,5 m über dem Scheitel mit Boden bedeckt sind. Bei Herstellung der Leitungen wird zunächst die Pflaster- oder Schotterdecke abgenommen, das Material seitwärts aufgesetzt und hierauf die Baugrube ausgehoben, deren Wände, um an Pflaster- und Erdarbeit zu sparen, meistens senkrecht angelegt werden. Ist der Boden fest, so genügt es, wenn in Abständen von 3 bis 6 m Querdämme stehen bleiben, die man zur Durchführung der Rohre unten durchsticht (Abb. 88). Sicherer ist es jedoch, wenn eine auch nur einfache Absteifung der Grubenwände erfolgt. Die Breite des Rohrgrabens darf auch für kleinere Rohrweiten nicht unter 0,7 m betragen, und an den Verbindungsstellen der Rohre ist für die Muffe eine, Kopfloch genannte Vertiefung auszuheben.

Abb. 88. Verlegen der Rohrleitungen.



Vor dem Hinablassen der Rohre in die Baugrube ist deren Sohle in richtiger Höhenlage auszuheben und zwar bei festem und gleichmäßigem Boden am besten unter Anwendung von nach der Rohrform gekrümmten Schaufeln. Ist der Boden von wechselnder Festigkeit, so kann durch Einbringen und Feststampfen von kiesigem Sandboden eine Besserung herbeigeführt werden.

Das Herablassen größerer Rohre erfolgt mit Hilfe vierbeiniger Windeböcke, und das Verlegen von unten nach oben mit dorthin gerichteten Muffen, entgegen der gewöhnlichen Bewegungsrichtung des Wassers. Nach dem Verlegen und Vergießen wird sandhaltiger Boden an den Seiten der Rohre eingefüllt, wobei die schichtweise Verfüllung unter gutem Stampfen erfolgt. Bei sandigem Boden ist auch eine Einschlämmung zweckmäßig.

Der zur Verfügung stehende Raum verbietet eine eingehendere Besprechung der Verteilung des Wassers. Es würde sich handeln um die Einzelheiten der Absperrschieber, ferner um die Ausstattung der Straßenleitungen mit verschlossenen Reinigungsöffnungen, Luftventilen und Wasserpfosten verschiedener Art, ferner um die Haus- oder Grundstücksleitungen nebst Zubehör.

Der mehrfach erwähnte Band des »Handbuchs der Ingenieur-Wissenschaften« bringt Näheres. Es empfiehlt sich für das Hausrohrnetz und die Einzelbestandteile der Leitungen auch den Abschnitt: »Wasserversorgung der Gebäude« im Handb. der Architektur III, 4 (3 Aufl.) zu Rate zu ziehen, insbesondere für etwaige Warmwasserleitungen.

II. Entwässerung der Städte.

§ 37. Menge des abzuführenden Wassers. Die zur Entwässerung der Städte angelegten Kanäle haben nicht nur das durch die Wasserversorgung den Bewohnern zugeführte Wasser nach dessen Verwendung und Verunreinigung als Brauch-, Abfall-, Schmutz- oder Abwasser wieder abzuleiten, sondern auch das aufgefangene

Regenwasser des Stadtgebiets aus diesem zu entfernen. Die Wassermenge der Kanäle schwankt daher beständig je nach dem Verbrauch oder der Regenmenge. Leiten sie auch die Abtrittstoffe, deren Aufspeicherung innerhalb der Grundstücke gesundheitliche Nachteile zur Folge hat, zugleich mit dem Brauch- und Regenwasser ab, so wird eine solche Entwässerung Schwemmkanalisation genannt.

Um die abzuführende Wassermenge feststellen und die Hauptlinien des Kanalnetzes entwerfen zu können, ist durch die Vorarbeiten für eine Entwässerungsanlage zunächst die Form und die Begrenzung des Entwässerungsgebiets zu bestimmen. Hierbei hat man jedoch nicht nur die augenblickliche Ausdehnung und Bevölkerung der Stadt, sondern, ähnlich wie bei dem Entwurf zu einer Wasserversorgung (vgl. § 14, S. 262), eine Vergrößerung der Einwohnerzahl und des Stadtgebietes zu berücksichtigen.

Die Hauptlinien des künftigen Kanalnetzes sind in einen mit Höhenlinien versehenen Übersichtsplan, je nach der Größe der Stadt, im Maßstabe 1 : 10000 bis 1 : 20000 einzutragen. Die genauere Bearbeitung des Entwurfs erfolgt auf Grund von Einzelplänen, deren Maßstab 1 : 2000 bis 1 : 3000 betragen kann, während die bei der Ausführung zu benutzenden Lagepläne im Maßstab 1 : 500 zu zeichnen sind, damit außer den zu erbauenden Kanälen auch die bereits in den Straßen liegenden oder noch auszuführenden Wasser-, Gas- und Kabelleitungen mit genügender Deutlichkeit eingetragen werden können.

a) Menge des abzuführenden Brauchwassers. Das Brauchwasser setzt sich aus dem Wasser für häusliche, öffentliche und gewerbliche Zwecke zusammen. Wie auf S. 263 für den Wasserbedarf für den Kopf und Tag nur die Grenzen, zwischen denen er zu schwanken pflegt, festgestellt werden konnten, so sind auch bei der Ermittelung der Menge des Brauchwassers einer zu entwässernden Stadt außerdem die örtlichen Verhältnisse in Betracht zu ziehen. Doch trägt die Annahme, daß außer dem Brauchwasser für gewerbliche Zwecke noch für jeden Einwohner täglich 100 l zu rechnen sind, auch weitgehenden Ansprüchen Rechnung. Da bei der Bestimmung der Kanalquerschnitte selbstverständlich die größte stündlich abzuführende Wassermenge maßgebend ist, welche (vgl. S. 263) zu einem Zehntel des mittleren Tagesverbrauchs angenommen werden darf, so beträgt die größte Stundenmenge 10 l für den Kopf oder für 100 Bewohner $\frac{10 \cdot 100}{60 \cdot 60} = 0{,}28$ sl.

Zur Bestimmung der den einzelnen Straßen zukommenden Brauchwassermenge, ist die Wohndichtigkeit zu ermitteln, welche in einzelnen Bezirken des Kerns alter Städte bis zu 800 Bewohner auf 1 ha einschließlich der Straßen und Plätze beträgt. Im allgemeinen sind bis zu 125 Menschen auf 1 ha als weiträumig, 125 bis 250 als mitteldicht und über 250 Menschen auf 1 ha als dicht wohnend zu bezeichnen. Auch ist zu erwägen, ob nicht in Zukunft eine Änderung der Wohndichtigkeit zu erwarten ist, wobei die zulässige Ausnutzung der Baugrundflächen einen Anhalt bietet.

Auch der Wasserverbrauch für gewerbliche Zwecke unterliegt erheblichen Schwankungen und ist in manchen kleinen Städten nahezu gleich Null, während er in Dortmund z. B. über 200 l für den Kopf und Tag beträgt. Im Durchschnitt können deshalb 25 bis 40 l nur dann angenommen werden, wenn der Wasserverbrauch großer Fabriken für sich eingeschätzt wird.

b) Menge des abzuführenden Regenwassers. Die Bestimmung der Menge des durch die städtischen Entwässerungskanäle abzuleitenden Regenwassers sollte so geschehen, daß die Wassermengen der wiederholt vorkommenden sog. Sturzregen (Wolkenbrüche, vgl. § 3, S. 244) ohne gefährliche Überschwemmungen abgeführt werden können. Hierbei kommt nicht allein die Stärke, sondern auch die Dauer dieser Regen in Be-

tracht; diese kann man in Norddeutschland durchschnittlich zu 20 Minuten annehmen. Ihre Stärke läßt sich nur durch längere örtliche Beobachtungen mittels selbstzeichnender Regenmesser (Regenschreiber) in zuverlässiger Weise ermitteln; hier mögen als Mittelwert 100 Sekunden-Liter für das ha angesetzt werden, das entspricht Regenhöhen von 36 mm stündlich, somit von 0,6 mm in der Minute.

Diese letztgenannten Beobachtungen gelten aber nur für die Meßstellen und ihre nächste Umgebung, denn rings um die Meßstelle pflegt die Stärke des Regens mehr und mehr abzunehmen. Hierüber liegen zahlreiche Beobachtungen zwar zurzeit nicht vor, immerhin konnte FRÜHLING aus den vorhandenen schätzungsweise ableiten, daß in einem Regenfelde von 3000 m Halbmesser die Stärke eines Sturzregens durchschnittlich auf die Hälfte sinkt und zwar derart, daß die anfangs sehr kräftige Abnahme nach der Grenze des Regenfeldes hin immer schwächer wird. Auf dieser Grundlage hat FRÜHLING ermittelt, mit welcher Zahl die Regenstärke q_r zu multiplizieren ist, um bei einem kreisförmig begrenzten Gebiet von F ha Größe die einem gleichmäßigen Niederschlage entsprechende Regenmenge zu erhalten. Diese Zahl nennt FRÜHLING den Koeffizienten der Regendichtigkeit oder kurz den Regenkoeffizienten und bezeichnet ihn mit φ[66].

Von der niederfallenden Regenmenge gelangt jedoch nur ein Teil ψ in die Kanäle, während der Rest versickert. Die Verdunstung kann zwar bei starker Durchwärmung der Flächen im Anfang des Regens ziemlich groß sein, nimmt aber rasch ab und kommt dann nur wenig zur Geltung. Der Versickerungsbeiwert ψ hängt hauptsächlich von der Beschaffenheit der Oberfläche und deren Gefälle ab; von fugendicht gepflasterten Flächen und dicht abgedeckten Dächern fließt sehr viel Wasser ab, während Gartenflächen, Rasenplätze und bepflanzte Anlagen größere Wassermengen zurückhalten. Schätzungsweise kann angenommen werden:

1. für den alten dichtbebauten Kern der Städte . . . . . . $\psi = 0{,}70$ bis 0,90,
2. für die anschließenden Viertel und Stadtteile mit geschlossener Bebauung. . . . . $\psi = 0{,}50$ » 0,70,
3. für Stadtviertel mit offener Bebauung . . . . $\psi = 0{,}25$ » 0,50,
4. für Anlagen und Gartenflächen je nach Gefälle und Beschaffenheit des Untergrunds. . . . . $\psi = 0{,}05$ » 0,25.

Da der Zufluß an Regenwasser, welcher der Bestimmung der Kanalquerschnitte zu Grunde zu legen ist, die gleichzeitig abzuführende größte stündliche Brauchwassermenge wesentlich übersteigt, so kommt die Brauchwassermenge für die Größe der Kanalquerschnitte nur in geringem Maße in Betracht, wenngleich sie auf deren Form einen entscheidenden Einfluß ausübt. Nimmt man z. B. die Menge des Regenwassers zu 70 sl für 1 ha und die stündliche Brauchwassermenge zu 10 l für den Kopf für 250 auf 1 ha wohnende Menschen an, so beträgt die Brauchwassermenge $\frac{250 \cdot 10}{60 \cdot 60} = 0{,}7$ sl, also nur $^1/_{100}$ der Regenwassermenge.

Während nun das Regenwasser den Weg von einem bestimmten Punkte des Kanalnetzes bis zu einem anderen zurücklegt, vergeht eine bestimmte Zeit, und wenn diese größer als die Regendauer ist, so entsteht eine Verzögerung des Abflusses. Sei v die mittlere Geschwindigkeit eines in das obere Ende eines l Meter langen Kanals eingetretenen Wasserteilchens, so bedarf dieses zum Durchlaufen des Kanals die Zeit $\frac{l}{v}$. Bezeichnet ferner t_r die Dauer des Regens, so vergeht von dessen Beginn bis zu dem

[66]) Ausführliches siehe im »Handb. d. Ing.-Wissensch«, 4. Aufl. 1903, III. Teil, Bd. IV, 1. Hälfte, S. 27 bis 43.

Zeitpunkt, wo das letzte in den Kanal gelangte Regenwasser an der Auslaufstelle ankommt, die Zeit

$$T = t_r + \frac{l}{v}, \tag{25}$$

d. h. die Zeit des Abflusses ist stets größer als diejenige des Regens. Hierdurch allein ergibt sich jedoch noch keine die Verminderung der Kanalquerschnitte zulassende Verzögerung, diese tritt erst dann ein, wenn die Regendauer geringer als die Zeit ist, welche das Regenwasser zum Durchfließen des Kanals braucht, d. h. wenn

$$t_r < \frac{l}{v}. \tag{26}$$

Da bei innerhalb der zu kanalisierenden Stadt liegenden Zuflußgebieten für die Geschwindigkeit fast ausschließlich das Gefälle der Kanäle maßgebend ist, v in der Regel $> 0{,}7$ m ist und die Dauer t_r stärkerer Regen meistens gegen 20 Minuten beträgt, so braucht bei Kanalstrecken, die kürzer als 800 m sind, für die mithin $t_r = 20 \cdot 60 = 1200$ Sekunden und $\frac{l}{v} = \frac{800}{0{,}7} = 1143$, d. h. $t_r > \frac{l}{v}$ ist, die Verzögerung nur ausnahmsweise berücksichtigt zu werden.

Hieraus ergibt sich, daß lediglich bei Einschätzung der Wassermengen, welche 800 (bis 1000) m lange Kanäle ableiten sollen, die Regen- und Versickerungsbeiwerte zu berücksichtigen sind, so daß man weitergehende Untersuchungen auf die Kanäle beschränken kann, welche größere Längen, als die angegebenen haben.

Für diese Kanäle hat man an der Hand eines Lageplans von Fall zu Fall die Abflußmengen zu untersuchen; hierbei kann man diese bildlich derart darstellen, daß die Abflußdauer als Basis und die anfangs zu- und dann abnehmenden sekundlichen Abflußmengen, die sich nach dem jeweiligen Abflußgebiet richten, als Ordinaten aufgetragen werden.

Ferner ist auf dem Plan zu ermitteln, bei welcher Lage das über das zu entwässernde Gebiet wandernde Regenfeld eines Sturzregens die größte Ausdehnung hat. Wenn man dann den zugehörigen Flächeninhalt mit f_{max} und die Fläche des ganzen Gebiets mit F bezeichnet, so ist

$$f_{max} : F$$

der FRÜHLINGsche Verzögerungsbeiwert[67]).

In einem bestimmten Falle (Entwässerung des »Deutschen Rings« in Köln), wurde bei einer Regendauer von 20 Minuten $f_{max} = 148$ ha, ferner $F = 260$ ha ermittelt; der »Verzögerungsbeiwert« ergibt sich sonach hier zu 0,57.

Zahlreiche Ingenieure haben versucht sog. Verzögerungsformeln zu bilden, welche die Ermittelung der Abflußmenge aus der Regenmenge allgemein ermöglichen sollen. Daß diese Formeln ohne großen Erfolg aufgestellt sind, erklärt sich aus der Verschiedenartigkeit der Einflüsse, denen der Abflußvorgang unterworfen ist. Der einzig sichere Weg ist der, aus dem Entwässerungsgebiet den Teil auszuscheiden, welcher der Verzögerung unterworfen ist.

Es mögen hier noch einige Angaben über die Regenmengen Platz finden, welche der Berechnung ausgeführter Entwässerungen zugrunde gelegt sind.

Stadt	Dichte Bebauung	Weite Bebauung
Mainz	55 sl/ha	28 sl/ha
Mannheim	84 »	(Vorstadt) 63 »
Wiesbaden . . .	73 »	54 »

[67]) »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, 4. Aufl. 1903, III. Teil, Bd. IV., 1. Hälfte, S. 29.

Bei neueren Ausführungen rechnet man durchweg mit höheren Ziffern, als bei früheren.

Schließlich sei bemerkt, daß die Ermittelung der von größeren Kanälen zu bewältigenden Abflußmengen durch verschiedene Umstände beeinflußt wird, die sich einer Berechnung von vornherein entziehen. Es ist nicht ausgeschlossen, daß die Zukunft stärkere als die bislang beobachteten Sturzregen bringt, daß das Anwachsen der Städte und die Art ihrer Bebauung sich anders gestaltet, als beim Entwurf eines neuen Kanals angenommen ist und dgl. mehr. In der Regel wird es sich empfehlen, auf große Querschnitte hinzuarbeiten, zumal die Leistungsfähigkeit der Kanäle durch ihre Vergrößerung erheblich stärker anwächst, als die Kosten.

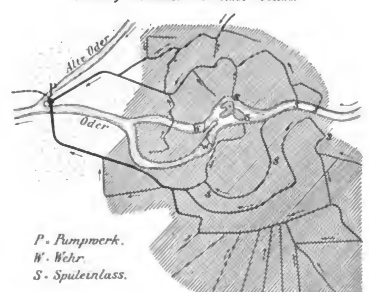
§ 38. Das Kanalnetz.

a) Allgemeine Anordnung. Bei der großen Verschiedenheit der allgemeinen Anordnung des Kanalnetzes beschränken wir uns auf die Vorführung einiger bestimmten Falle.

Für Darmstadt wurde der Darmbach im Laufe der Zeit durchweg in einen Kanal verwandelt, der die Straßenkanäle des älteren Teiles der Stadt aufnimmt. Die Hochwasser des Baches werden von einem seit Jahren bestehenden, durch Herstellung eines Staudammes gebildeten Teiche (dem sog. großen Woog) aufgenommen; dieser ermöglicht unter anderm die Spülung des Sammelkanals. Im übrigen werden die Straßenkanäle mit Hilfe der Wasserleitungen gespült. Unterhalb der Stadt leitet der im Naturzustande befindliche Darmbach die Abwasser nach ausgedehnten Wiesen, woselbst sie zum Teil versickern, zum Teil nach Ablagerung des Schlammes gereinigt dem Bache wieder zufließen.

Breslau wird von einem ansehnlichen Fluß durchströmt. In solchen Fällen entstehen an jeder Seite des Flusses Hauptkanäle (Sammler), die einem gemeinsamen Punkte P zustreben. Dies veranlaßt die Herstellung eines Dükers für den linksseitigen Hauptkanal. Die Höhenlage des Wasserspiegels der Oder hat es mit sich gebracht, daß bei P zur Hebung des Abwassers ein Pumpwerk angelegt werden mußte.

Abb. 89. Kanalnetz der Stadt Breslau.



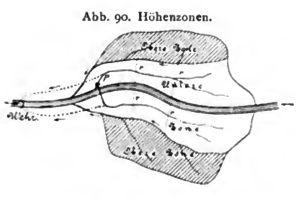
Die Abb. 89 [68]) zeigt Wehre, aus deren Oberwasser verschiedene Spülkanäle vermittels der zugehörigen Spüleinlässe abzweigen; das ist der Reinigung der Kanäle förderlich. Außerdem werden Not- oder Regenauslässe nicht fehlen; von diesen wird weiter unten eingehender die Rede sein.

Mitunter ist eine künstliche Hebung des Wassers nur bei einem Teil des zu entwässernden Gebiets erforderlich; dann ist eine Teilung desselben in Höhenzonen (Abb. 90) am Platze. Es entstehen dadurch vier Gruppen von Kanälen. Die Notauslässe sind in der Abbildung bei r an-

[68]) Die Abb. 89 bis 100, sowie 103 bis 151 sind dem »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, 4. Aufl., III. Teil, dem von Geh. Baurat Prof. A. Frühling verfaßten und bei der Bearbeitung des vorliegenden Abschnitts benutzten Bd. IV: »Die Entwässerung der Städte«, entnommen.

gedeutet. Ferner ist mit gestrichelten Linien eine erwünschte Verlängerung der Hauptkanäle der unteren Zone nach einer tieferen Stelle des Flusses gezeichnet, was das Pumpwerk P entbehrlich machen würde.

Abb. 90. Höhenzonen.



Bei sehr großen Städten kann eine Leitung der Abwasser nach verschiedenen Richtungen zweckentsprechend sein; dementsprechend sind eine größere Zahl von Bezirken zu bilden. Jeder Bezirk erhält eine selbständige Gruppe von Kanälen und ein Pumpwerk, das die Abwasser entfernten, in der Umgebung der Stadt liegenden Rieselfeldern zuführen. In dieser Weise ist die Entwässerung von Berlin behandelt[69]).

b) Arten der Kanäle. Bei allen städtischen Entwässerungen unterscheidet man gewöhnlich folgende Arten von Kanälen:

Hauskanäle; dieselben nehmen außer dem Wasser aus dem Innern der Gebäude auch noch das Wasser von Dächern und Höfen auf.

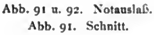
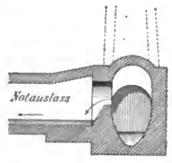


Abb. 91 u. 92. Notauslaß.
Abb. 91. Schnitt.

Straßenkanäle; bei Straßen von mäßiger Breite pflegen sie in der Mitte der Fahrbahn zu liegen, während bei Straßen von großer Breite die Herstellung von Kanälen an beiden Seiten der Fahrbahn nicht selten vorzuziehen ist.



Die einzelnen Straßenkanäle münden in Distriktskanäle, und wenn deren mehrere vorhanden sind, bilden sich durch ihre Vereinigung die Sammler. Diese münden mitunter ohne weiteres in ein fließendes Gewässer aus, mitunter muß aber ein längerer Stamm- oder Vorflutkanal hergestellt werden, um eine geeignete Mündungsstelle zu erreichen.

c) Entlastungsanlagen. Zur Entlastung der Kanäle, welche außer dem Brauchwasser auch das Regenwasser aufnehmen, dienen Not- oder Regenauslässe, welche, sobald ersteres eine größere als eine bestimmte $n$fache Verdünnung erfahren hat, das Kanalwasser unmittelbar dem Flusse zuführen. Die Entlastung erfolgt meistens selbsttätig, indem in der Höhe des Wasserstands, bei welchem der Kanal das $n + 1$fache des Brauchwassers führt, eine genügend breite Überfallschwelle (Abb. 91 u. 92) angebracht wird, über die das verdünnte Wasser durch den Auslaßkanal N abfließt. Der Grad n der Verdünnung des Kanalwassers durch Regenwasser, d. h. das Verhältnis der sekundlich abfließenden Regenwassermenge zur sekundlich abfließenden Brauchwassermenge, ist um so größer zu wählen, je kleiner und weniger rein der Wasserlauf und je geringer seine Abflußgeschwindigkeit ist. Bei ausgeführten Anlagen wurde n zu 2 bis 9 angenommen. Sowohl für das Kanalnetz, als auch für den aufnehmenden Wasserlauf ist es vorteilhaft, mehrere in nicht zu nahen Abständen liegende Notauslässe anzuordnen.

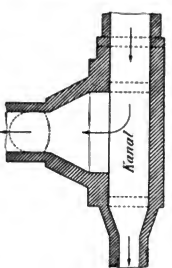


Abb. 92. Grundriß.

Die Berechnung der Notauslässe erfolgt nach den für Überfälle geltenden Regeln, über welche der Abschnitt: »Stauwerke« Näheres bringt.

[69]) Einen Übersichtsplan der Berliner Entwässerungsanlage findet man im »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, a. a. O., S. 363.

d) **Spülleitungen.** Da eine Reinigung der Kanäle nur durch regelmäßige Spülungen[70]) erzielt werden kann, so ist das Kanalnetz in bestimmte Spülbezirke zu teilen, welche von dem in die oberen Enden eintretenden Wasser durchspült werden. Als Bezugsquellen für das Spülwasser können Bäche, das Oberwasser gestauter Wasserläufe, Teiche, das in dem oberen Teile des Entwässerungsgebiets angesammelte Grundwasser, alte Wasserleitungen u. dgl. dienen. Bei angemessener Lage des betreffenden Wasserlaufs sind die Kanäle bis an diesen heranzuführen, oder von der Entnahmestelle aus besondere Spülleitungen herzustellen, welche auf dem Rücken des Spülgebiets entlang geführt werden und das Wasser an die einzelnen Kanäle abgeben.

Liegen die Kanalnetze in verschiedenen Höhenzonen, so ist die Anordnung so zu treffen, daß der durch das Spülwasser der Zweigkanäle vermehrte Inhalt des auf dem unteren Rande der oberen Zone sich hinziehenden Abflußkanals zur Spülung der Kanäle der tiefer liegenden benutzt werden kann.

Eine sehr schwierige Aufgabe erwächst bei städtischen Entwässerungen daraus, daß das Abwasser einer Reinigung unterzogen werden muß, bevor man es den fließenden Gewässern zuführt. Von den hierdurch bedingten baulichen Anlagen wird am Schlusse dieses Abschnitts mehr gesagt verden.

§ 39. Die Kanäle.

a) **Die Tiefenlage der Kanäle** unter der Straßenoberfläche hängt von der Lage der tiefsten zu entwässernden Räume, d. h. der Keller ab, die häufig für gewerbliche Zwecke, zur Herstellung von Waschküchen usw. benutzt werden. Unter der Voraussetzung, daß der Kanal bei starkem Regen ohne Eintritt eines Überdrucks gefüllt ist, muß dann sein Scheitel noch etwas unter der Kellersohle liegen, welche Bedingung sich in ebenem Gelände in der Regel mit 3 m Überdeckungshöhe erfüllen läßt, weil die Sohle der zu entwässernden Räume selten mehr als 2 m unter der Straßenoberfläche liegt. In unebenem Gelände reicht jedoch die aus jener Deckhöhe sich ergebende Tiefenlage der Straßenkanäle oft nicht aus, besonders wenn bereits bebautes Hinterland mit starker Neigung vorhanden ist.

b) **Abflußgeschwindigkeit und Gefälle.** Unter dem Gefälle eines Kanals versteht man dasjenige der Sohle; das Sohlengefälle bedingt die Abflußgeschwindigkeit bei niedrigen Wasserständen, für die Fortbewegung der im Brauchwasser vorhandenen Sinkstoffe ist dasselbe maßgebend und deshalb für die Reinhaltung des Kanalnetzes sehr wichtig.

Das Sohlengefälle ist womöglich so groß anzunehmen, daß die ihm entsprechende Geschwindigkeit des Brauchwassers zur Fortbewegung der Sinkstoffe ausreicht, wozu sie in größeren Kanälen im Mittel 0,6 bis 0,75 m in der Sekunde, in kleineren, zeitweilig wasserlosen Leitungen jedoch das $1\frac{1}{2}$fache betragen sollte. Für kreisförmige Querschnitte und mittlere Brauchwassermengen liegen günstige Gefälle, die jedoch nur selten eingehalten werden können, erfahrungsgemäß:

1. bei Hauskanälen von 0,1 und 0,125 m Weite zwischen 1:15 und 1:30,
2. » » » 0,15 » » » 1:20 » 1:50,
3. » Straßenkanälen bis 0,30 » » » 1:30 » 1:150,
4. » » von 0,30 und 0,60 » » » 1:50 » 1:200.

[70]) Im »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, 4. Aufl. 1903. III. Teil, Bd. IV, S. 219 bis 236 sind die »Vorrichtungen zum Spülen der Kanäle« besprochen.

Da für eiförmige Querschnitte ein geringeres Gefälle angenommen werden kann, so liegt das günstigste Gefälle bei Nebensammlern mit dieser Querschnittsform zwischen 1:100 bis 1:300.

Flache Neigung des Abflußgebiets, hoher Grundwasserstand oder künstliche Hebung des Abwassers bedingen oft geringere Gefälle als die oben angegebenen. Hauptsammler können beispielsweise ein Gefälle von 1:2000 bis 1:3000 erhalten.

Auf die verwickelten Erwägungen, die aus Änderung der Querschnitte, Rücksichten auf Notauslässe, Einmündung der Zweigleitungen u. a. m. erwachsen, kann hier nicht eingegangen werden[71].

c) **Zweckmäßige Abflußquerschnitte.** Soll eine gleichbleibende Wassermenge mit möglichst großer mittlerer Geschwindigkeit abgeführt werden, so ist die vorteilhafteste Querschnittsform ein Kreis, und die größte Wassermenge fließt ab, wenn der Winkel φ (s. Abb. 93) 308° ist. Da aber die in städtischen Entwässerungskanälen abzuführenden Wassermengen starken Schwankungen ausgesetzt sind, bietet die Eiform gegenüber den kreisförmigen Querschnitten mancherlei Vorteile. Von den verschiedenen Eiformen ist am gebräuchlichsten die in den Abb. 94a u. 94b dargestellte.

Abb. 93. Kreisförmiger Querschnitt.

Abb. 94a. Eiform.

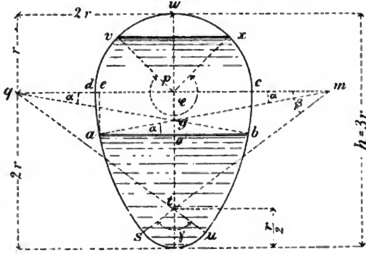


Abb. 94b. Eiförmiger Querschnitt.

Der Hauptvorteil der eiförmigen Kanäle besteht darin, daß sie Verschlammungen weniger ausgesetzt sind, als Kreiskanäle, denn die Geschwindigkeit geringer Wassermengen ist in ersteren größer als in letzteren. Wichtiger ist, daß bei größern Füllhöhen die Schleppkraft des Wassers im Eikanal infolge der größeren Wassertiefe stärker als im Kreiskanal zunimmt (vgl. im Abschnitt A des folgenden Kapitels den § 7).

Diese Umstände sind Veranlassung, daß man bei schwachen Gefällen des Brauchwassers mitunter Eikanäle bevorzugt hat, bei denen der Halbmesser des Sohlenbogens kleiner ist als $\frac{r}{2}$ (Abb. 94a), und selbst solche, deren Querschnitt unten in eine Spitze ausläuft. Für die Eikanäle spricht auch der Umstand, daß die Form das Begehen behufs Reinigung erleichtert.

Bei der Eiform (Abb. 94b) berechnet sich der unterhalb der Linie ab liegende Teil des Querschnitts, indem man von der unterhalb des Kämpfers liegenden Fläche das Stück $abcd$ abzieht, welches sich berechnet zu

$$3\,r^2\left(\frac{\pi \cdot \alpha}{60^\circ} + \frac{3}{2}\sin 2\,\alpha - 4\sin\alpha\right).$$

[71]) Näheres siehe im »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, 4. Aufl. 1903, III. Teil, Bd. IV, S. 61 ff.

Da sich nun die Fläche von der Kanalsohle bis zur Kämpferlinie gleich $3{,}02\,r^2$ ergibt, so findet sich der wasserhaltende Querschnitt zu

$$3{,}02\,r^2 - 3\,r^2\left(\frac{\pi \cdot \alpha}{60^0} + \tfrac{3}{2}\sin 2\,\alpha - 4\sin\alpha\right).$$

Da ferner der Umfang bis zum Kämpfer gleich $4{,}79\,r$ ist, so berechnet sich der benetzte Umfang des Wasserquerschnitts zu

$$r(4{,}79 - 0{,}105\,\alpha),$$

wobei α in Graden einzusetzen ist, und die hydraulische Tiefe findet sich auf bekannte Weise.

Für bis über den Kämpfer reichende Füllhöhen wird von dem ganzen Querschnitt gleich $4{,}59\,r^2$ der Inhalt des Kreisabschnitts vwx und von dem ganzen Umfang gleich $7{,}93\,r$ der Umfang jenes über dem Wasserspiegel liegenden Kreisabschnitts abgezogen.

Wenn man sich mit Näherungswerten für die Fläche und den Umfang der eiförmigen Querschnitte begnügen kann, ersetzt man den unteren Teil derselben durch ein Trapez, dessen obere Seite nebst der Höhe gleich $2\,r$, die untere Seite aber gleich r ist.

Im allgemeinen ist folgendes zu bemerken: Da trotz guter Abfangsvorrichtungen doch Sinkstoffe den Straßenkanälen zugeführt werden, so sollte deren Weite selbst bei sauber gehaltenem Pflaster, reichlichem Brauchwasser und gutem Kanalgefälle nicht unter 20 cm betragen, damit die Reinigung nicht erschwert wird. Ferner müssen besteigbare Kanäle eine Höhe von mindestens 1,2 m, und bei dieser geringsten Kanalhöhe alle 50 m mindestens 1,8 m hohe, durch Überhöhung des Gewölbes hergestellte Ruhekammern erhalten, in welchen der den Kanal Untersuchende sich aufrichten und ausruhen kann.

Die aufzuführenden Kanäle müssen sich bestimmten Größenklassen anpassen; bei der Berliner Kanalisation z. B. nehmen die Durchmesser der aus gebranntem Ton hergestellten Kreiskanäle um je 3 cm, die der Eikanäle um je 10 cm zu. In Berücksichtigung dieser Abrundungen sollten Zahlenrechnungen, welche die Abmessungen der Kanalquerschnitte betreffen, zwar sorgfältig, aber nicht mit übertriebener Genauigkeit gemacht werden.

d) Berechnung der Kanäle. Bei der Berechnung von Kanalquerschnitten ist zu berücksichtigen, daß die Geschwindigkeitszahl c in der Formel $v = c\sqrt{R \cdot J}$ (s. S. 302) von der Rauhigkeit der Leitungswände und der Größe der hydraulischen Tiefe R abhängig ist (vgl. § 29). Zur Berechnung eignet sich, wie bereits erwähnt, die sogenannte abgekürzte Kuttersche Formel

$$v = \frac{a\sqrt{R}}{b + \sqrt{R}}\sqrt{R \cdot J}, \tag{27}$$

bei welcher a gleich 100 zu setzen und b mit der Rauhigkeit veränderlich ist. Da bei städtischen Kanälen das Wasser nicht rein und die Sohle selten frei von Ablagerungen ist, so darf der Rauhigkeitsbeiwert b nicht zu niedrig eingesetzt werden. Unter $b = 0{,}35$ sollte man deshalb nicht herabgehen und auch diesen Wert nur anwenden, wenn voraussichtlich eine regelmäßige Reinigung und Spülung der Kanäle stattfindet. Da sich ferner nach den gemachten Erfahrungen die ursprünglichen Unterschiede in den Reibungswiderständen der Ziegel-, Tonrohr- und Zementwandungen unter der Einwirkung eines sich nach und nach aus den Beimengungen des Wassers sich bildenden Überzugs allmählich ausgleichen, so darf für die bei städtischen Entwässerungsanlagen vorkommenden Leitungen (einschließlich der gußeisernen Rohre), gesetzt werden:

$$v = \frac{100\sqrt{R}}{0{,}35 + \sqrt{R}}\sqrt{R \cdot J}. \tag{27a}$$

Für den gefüllten Kreiskanal von einem Durchmesser d ist die hydraulische Tiefe $R = \frac{F}{p} = \frac{d^2}{4} \cdot \pi : d \cdot \pi = \frac{d}{4}$, so daß sich für diesen, wenn in Formel 27a $R = \frac{d}{4}$ gesetzt wird, ergibt

$$v = \frac{50\, d \sqrt{J}}{0{,}7 + \sqrt{d}}. \tag{28}$$

Der gefüllte Eikanal von der Höhe h (s. Abb. 94b, S. 329) dagegen hat eine hydraulische Tiefe $R = \frac{4{,}59\, r^2}{7{,}93\, r} = 0{,}579\, r$ oder, da $r = \frac{h}{3}$ ist, gleich $0{,}193\, h$. Dieser Wert, wieder in Formel 27a eingesetzt, liefert

$$v = \frac{44\, h \sqrt{J}}{0{,}8 + \sqrt{h}}. \tag{29}$$

Auf dieselbe Weise findet sich für den bis zum Kämpfer gefüllten Eikanal, da für diesen $R = \frac{3{,}02\, r^2}{4{,}79\, r} = 0{,}63\, r = 0{,}21\, h$ ist,

$$v = \frac{46\, h \sqrt{J}}{0{,}76 + \sqrt{h}}. \tag{30}$$

In der Regel kommt es darauf an, aus der Abflußmenge Q und dem Wasserspiegelgefälle des Kanals dessen Querschnitt F zu ermitteln. Nach Formel 1, S. 258 ist $v = \frac{Q}{F}$, daher für den gefüllten Kreiskanal gleich $\frac{Q}{d^2 \cdot \frac{\pi}{4}} = \frac{4\, Q}{d^2 \cdot \pi}$, für den gefüllten Eikanal dagegen gleich $\frac{Q}{4{,}59\, r^2} = \frac{Q}{0{,}51\, h^2}$. Diese Werte in die Formeln 28 und 29 eingesetzt, ergeben Gleichungen, in denen nur d bzw. h unbekannt sind. — Unter Umständen ist als b 0,40 bis 0,45 einzuführen, wie in Abb. 64 (S. 305) angedeutet ist.

Die aus dem Vorstehenden sich ergebenden Berechnungen kann man vereinfachen durch Einführung der in § 31 des Abschnitts F mit R_1 bezeichneten hydraulischen Tiefe bei 1 qm Wasserquerschnitt und eines Näherungswertes für c. An zwei bestimmten Fällen soll das gezeigt werden:

1. Bei einer größten zulässigen Geschwindigkeit des Wassers von 2,0 m hat ein Kreiskanal aus Stampfbeton 0,225 cbm/sek zu führen. Wie groß sind Durchmesser und Gefälle?

In einem kreisförmigen Kanalquerschnitt tritt die größte Geschwindigkeit ein bei Zentriwinkel $\varphi =$ (rund) 270° (s. Abb. 93). Für $F = 1$ qm ist $R_1 = 0{,}36$ und der Durchmesser $d_1 = 1{,}18$. Da hier $F = \frac{0{,}225}{2}$, erhält man aus $0{,}36 \sqrt{0{,}112}$ sofort $R = 0{,}12$ und aus $d = 1{,}18 \sqrt{0{,}112}$ den Durchmesser 0,395 m. Man hätte also einen 40 cm weiten Kanal anzuwenden.

Wenn c näherungsweise gleich 55 gesetzt wird, berechnet sich das Gefälle aus $J = \frac{v^2}{c^2 \cdot R} = \frac{2^2}{55^2 \cdot 0{,}12}$ zu 0,011.

2. Ein Kanal mit eiförmigem Querschnitt soll bei einem Gefälle des Wasserspiegels $= 0{,}0009$ eine Wassermenge $Q = 0{,}6$ cbm/sek oder etwas mehr führen; seine Abmessungen sind zu ermitteln.

Bei derartigen Berechnungen pflegt man Füllung des Kanals bis zum Kämpfer dc (Abb. 94b) vorauszusetzen. Alsdann ist nach obigem die Durchflußfläche $F = 3{,}02\, r^2$

und der benetzte Umfang u dieser Fläche $= 4{,}79\,r$. Aus $3{,}02\,r^2 = 1$ folgt $r_1 = 0{,}575$, erner $u_1 = 2{,}76$ aus $4{,}79 \cdot 0{,}575$, somit $R_1 = \frac{1}{u_1} = \frac{1}{2{,}76} = 0{,}362$ oder genau genug $0{,}36$.

Das ist zufällig dieselbe hydraulische Tiefe wie bei einem Kreisabschnitt mit $270°$ Zentriwinkel. Wenn man jedoch R_1 für die vollständige Füllung eines Eikanals mit dem R_1 für vollständige Füllung eines Kreiskanals vergleicht, zeigt sich, daß in diesem Zustande der Kreiskanal dem Eikanal bezüglich Ableitung des Wassers überlegen ist.

Im vorliegenden Fall erhält man aus der Grundformel $v = c\sqrt{R \cdot J}$ mit $c = 55$, $J = 0{,}0009$ und $R = 0{,}36\sqrt{F}$

$$v = 55 \cdot 0{,}03 \cdot 0{,}6\sqrt[4]{F} = 0{,}99\sqrt[4]{F}\,.$$

Hieraus ergibt sich:

$$F \cdot v = Q = 0{,}99\sqrt[4]{F^5}. \qquad F = \left(\frac{1}{0{,}99}\right)^{\frac{4}{5}} \cdot Q^{\frac{4}{5}} = 1{,}103\,Q^{\frac{4}{5}}\,.$$

Für $Q = 0{,}6$ erhält man $F = 0{,}672$ und aus $F = 3{,}02\,r^2 = 0{,}672$ folgt $r = 0{,}472$ oder abgerundet 0,5 m. Man hat also einen in Kämpferhöhe 1,0 m weiten und 1,5 m im Lichten hohen Eikanal anzuwenden.

Allgemein gilt für diese neue und einfache Berechnung der Eikanäle das folgende:

Bei einem bis zum Kämpfer gefüllten Eikanal ist $R_1 = 0{,}36$, als c kann man bei größeren Kanälen genau genug 55 setzen.

Da $R = 0{,}36\sqrt{F}$ ist $\sqrt{R} = 0{,}6\sqrt[4]{F}$ und mit $v = 55\sqrt{R \cdot J}$ erhält man

$$v = 33\sqrt{J} \cdot \sqrt[4]{F}$$

somit

$$Q = F \cdot v = 33 \cdot \sqrt{J} \cdot \sqrt[4]{F^5}$$

und

$$F = \left(\frac{1}{33\sqrt{J}} \cdot Q\right)^{\frac{4}{5}}. \tag{31}$$

Nunmehr soll noch untersucht werden, wie groß die Wassermenge ist, die ein 1,0 m weiter Eikanal bei einem Gefälle von 0,0009 abführt.

Aus $F = 3{,}02\,r^2$ erhält man mit $r = 0{,}5$ zunächst $F = 0{,}755$, sodann $R = 0{,}312$ aus $R = 0{,}36\sqrt{F}$.

Zu diesem R gehört nach Ausweis der $K \cdot K \cdot$ Kurve $b = 0{,}4$ (s. Abb. 64) $c = 58$.

$v = 58\sqrt{0{,}312 \cdot 0{,}0009}$ ergibt $v = 0{,}973$ und schließlich erfolgt

$Q = 0{,}755 \cdot 0{,}973 = 0{,}735$ cbm/sek. Daß dies mehr ist, als 0,6 cbm, erklärt sich daraus, daß bei r das berechnete 0,472 auf 0,5 m vergrößert ist.

Es mag noch bemerkt werden, daß man bei der Berechnung kleiner Eikanäle mit $c = 45$ rechnen dürfte.

e) Stammkanäle und offene Leitungen. Außer den weitverbreiteten, kreisförmigen und gewöhnlichen eiförmigen Querschnitten kommen mit Rücksicht auf das Verhältnis zwischen Bauhöhe und abzuführender Wassermenge, Begehbarkeit, Höhe des Grundwasserstandes und Beschaffenheit des Untergrunds noch andere Querschnittsformen zur Anwendung. Hauptsächlich handelt es sich hier um Stammkanäle; bei diesen ist das eigenartige die Herstellung von Gangbahnen. Die Gangbahnen sind nicht frei von Mißständen, immerhin lassen sie sich da, wo eine regelmäßige Räumung erforderlich ist, durch Rücksichten auf Erleichterung dieser beschwerlichen Arbeit rechtfertigen.

Hier sollen nur zwei Beispiele angeführt werden. Abb. 95 zeigt einen Pariser Endkanal, bei dem der kleine Halbmesser der Rinnensohle und die Steilheit der anschließenden Wandungen beachtenswert ist.

Auch die Sohlenbildung des Dresdener Sammlers (Abb. 96) ist zweckmäßig; das haubenartig gestaltete Deckengewölbe schließt sich im wesentlichen dem Verlauf der

Abb. 95. Kanal mit Gangbahn.

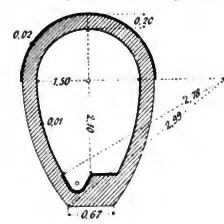
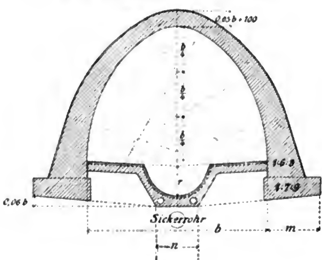
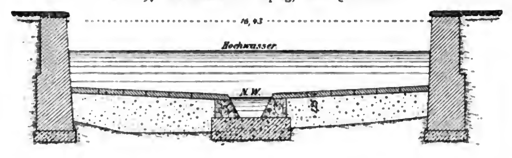


Abb. 96. Kanalquerschnitt in Dresden.



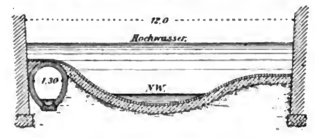
Drucklinie an und es sind zwei breite Gangbahnen entstanden. Bei einer Höhe von mindestens 2,3 m lassen sich im oberen Teil des Deckgewölbes die Leitungen für Wasser, elektrischen Strom usw. anbringen.

Abb. 97. Parthefluß in Leipzig, alter Querschnitt.



In Verbindung mit den Entwässerungskanälen werden nicht selten offene Leitungen hergestellt, beispielsweise um das Kanalwasser nach Rieselfeldern zu leiten und das gereinigte Wasser weiter zu befördern. Auch die sog. Stadtbäche gehören hierher, also geregelte fließende Gewässer aus Gebieten außerhalb des Stadtbezirks, in welche Entwässerungskanäle münden.

Abb. 98. Parthefluß in Leipzig, neuer Querschnitt.



Ein Beispiel bietet der Parthefluß in Leipzig. Abb. 97 zeigt den Querschnitt einer ältern, ausgeführten Strecke, welche teils wegen eines sehr geringen Sohlengefälles, teils infolge der Form ihres Querschnitts eine starke Verschlammung zeigt. Der übrige Teil weist ein erheblich stärkeres Gefälle auf und bei diesem ist nach Abb. 98 die Querschnittsform erheblich besser.

f) **Baustoffe.** Die zur Entwässerung dienenden Kanäle müssen nicht nur genügende Festigkeit und Undurchdringlichkeit, sondern auch die erforderliche Widerstandsfähigkeit

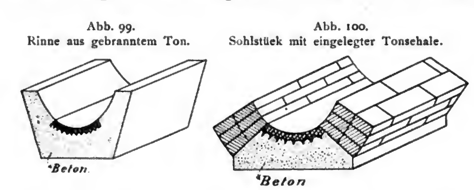
gegen die Einwirkung des Kanalwassers und der an ihrer Sohle sich fortbewegenden Sinkstoffe besitzen. Diesen Ansprüchen genügen mehr oder weniger gut Kanäle, die aus natürlichen Steinen, Ziegeln (Backsteinen), Beton, Ton und Eisen hergestellt sind, jedoch werden Kanäle aus natürlichen Steinen (Bruchsteinen und Werksteinen) in neuerer Zeit sehr selten verwendet.

α) *Kanäle aus Ziegeln.* Hartgebrannte Ziegel eignen sich besonders zur Herstellung größerer Kanäle, weil sie große Festigkeit und Dauer besitzen und eine saubere Herstellung der Innenfläche ermöglichen. Die gewölbten Teile werden am besten aus Formziegeln hergestellt, doch ist bei Halbmessern von über 0,5 m die Anwendung von gewöhnlichen Ziegeln zulässig.

β) *Kanäle aus Zementbeton* kommen wegen der Billigkeit der neben dem Zement erforderlichen Rohstoffe wie Sand, Kies und Steinschotter, sodann weil der Beton bei guter Ausführung den bezüglich der Festigkeit an Kanäle zu stellenden Anforderungen genügt, immer mehr zur Anwendung. Entwässerungskanäle werden nur aus dem widerstandsfähigeren und dichteren Stampfbeton, und zwar die kleineren und mittleren Kanäle in der Fabrik mit Hilfe eiserner Formen, die größeren dagegen in der Baugrube hergestellt, wo der Beton über Unterlagen, die der Querschnittsform des herzustellenden Kanals entsprechen, in Schichten eingebracht und gestampft wird.

Um die Brauchwasserrinne gegen Abschleifen zu schützen, wird sie, besonders bei schnell fließendem Wasser mit sandigen oder kieshaltigen Sinkstoffen mit einer 1,5 bis 5 cm starken Auskleidung von dichtem Zementmörtel versehen. Da ferner der Beton von allen Säuren, mit denen der Kalk des Zements eine lösliche Verbindung eingeht, angegriffen wird, sobald das in dem Kanal fließende Wasser von ihnen eine bestimmte Menge enthält, so empfiehlt sich eine Bekleidung der Rinne mit gebranntem und glasiertem Ton, wobei die Verbindung zwischen dem Kanalkörper und den zum besseren Anhaften auf der unteren Seite mit Rippen versehenen Tonrinnen nicht durch deren nachträgliches Einlegen in den fertigen Kanal, sondern nach Abb. 99 schon in der Form während des Stampfens erfolgt. Auch können besondere Sohlstücke (Abb. 100) verwendet werden, bei denen der Beton hinter die in die Formen eingelegten Tonschalen gestampft wird. Meistens wird der zur Ausführung von Kanälen benutzte Beton aus 1 Teil Zement, 2 Teilen Sand und 5 bis 6 Teilen Kies oder Steinschotter hergestellt.

Abb. 99. Rinne aus gebranntem Ton. Abb. 100. Sohlstück mit eingelegter Tonschale.



γ) *Kanäle aus Eisenbeton*[72]) besitzen eine größere Haltbarkeit gegen äußern und innern Druck und können deshalb dünnere Wandungen erhalten. Rohre nach Monierart erhalten einen kreisrunden oder eiförmigen Querschnitt, und die Verbindung der einzelnen Teile geschieht gewöhnlich durch mit Zement zu vergießenden Muffen, bei größeren Durchmessern dagegen durch besondere armierte Ringe.

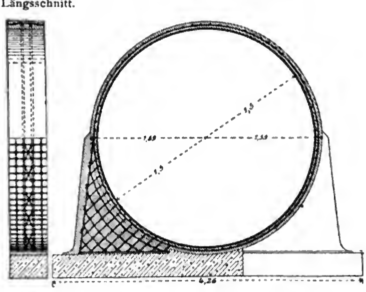
Runde Rohre, die durch gleichmäßig von außen wirkenden Druck beansprucht werden, bedürfen zur Armierung nur eines Einlagenetzes, das aus kreisförmigen, möglichst

[72]) Vgl. R. Weder, »Leitfaden des Eisenbetonbaues«, Leipzig 1906, dem auch die Abb. 101 u. 102 entnommen sind.

dicht an der inneren Wand liegenden Tragstäben und aus Verteilungsstäben besteht, die den erzeugenden Linien des Zylinders parallel laufen und nach außen angeordnet werden. Erfolgt dagegen die Beanspruchung der Rohre auf Innendruck, so kommen die kreis- oder spiralförmigen Tragstäbe nach außen und die mit ihnen verbundenen geraden Verteilungsstäbe nach innen zu liegen.

In den Abb. 101 u. 102 ist der Querschnitt der 569 m langen Gefälleleitung auf der Höhe von Argentuil in Frankreich dargestellt. Der innere Durchmesser dieses Rohres aus Eisenbeton beträgt 3 m, die Wandstärke 92 mm. Die Armierung erfolgte durch 8 mm starke Rundeisen, die zu einem Netz von 110 mm Maschenweite miteinander verbunden wurden. Bei der Betonmischung wurden auf 1 cbm Sand 400 kg Zement verwendet.

Abb. 101 u. 102. Leitungsrohr aus Eisenbeton.
Abb. 101. Längsschnitt. Abb. 102. Querschnitt.



δ) *Tonrohrkanäle*, die bei scharfem Brennen eine fast unbegrenzte Widerstandsfähigkeit gegen chemische Einflüsse und bei guter Glasur eine große Glätte besitzen, eignen sich deshalb für Schmutzwasserkanäle besonders. Bei den Tonrohren, deren Herstellung große Sorgfalt verlangt, läßt sich der kreisförmige Querschnitt am besten, der ei- und ellipsenförmige dagegen weniger leicht herstellen. Während bei den Betonrohren fast immer durch Abplattung eine Auflagerfläche hergestellt wird, geschieht dies bei den Tonrohren nur dann, wenn ihr Querschnitt von der Kreisform abweicht.

Die geraden Tonrohre erhalten gewöhnlich eine Baulänge von 1 m, seltener eine solche von 1,2 m, während die Abzweigrohre 0,6 bis 0,8 m lang gemacht werden. An einzelnen Orten jedoch gibt man der bequemeren Verlegung und Herstellung wegen einer Baulänge von 0,6 m für gerade Rohre den Vorzug.

ε) *Gußeiserne Rohre* werden hauptsächlich bei den Leitungen im Innern der Gebäude, sowie für die über der Erde liegenden Anschlüsse der Regenrohre verwendet. Zum Schutz gegen das Rosten werden größere, dem Einfluß der Kanalluft ausgesetzte gußeiserne Rohre mit einem guten Asphaltüberzug versehen.

g) Wandstärke der Kanäle. Neben der guten Ausführung eines Kanals hängt dessen Halbarkeit wesentlich von der richtigen Bestimmung der insbesondere für gwölbte Kanäle in Frage kommenden Wandstärke ab. Bezeichnet r den Krümmungshalbmesser des Deckgewölbes, so kann dessen Scheitelstärke δ angenähert nach der Formel

$$\delta = 0{,}19\sqrt{r} \qquad (32)$$

berechnet werden[73]. Für $r = 0{,}4$ m würde sich demnach $\delta = 0{,}19\sqrt{0{,}4} = 0{,}12$ m ergeben, eine Stärke, die mit der Erfahrung übereinstimmt, daß unter Voraussetzung fester Widerlager für Halbkreisgewölbe aus Ziegeln bei Weiten von 0,7 bis 0,9 m die Stärke eines halben Steins ausreicht. Bis zu Weiten zwischen 1,4 bis 1,8 m ist das Gewölbe

[73] Ausführliches über den bei der Beanspruchung der Kanalgewölbe in Betracht kommenden »Boden- und Verkehrsdruck«, sowie über »Festigkeitsuntersuchungen« findet sich im »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, 4. Aufl., III. Teil, Bd. IV, Kap. I, S. 117 bis 125.

aus zwei Ringen von je 12 cm Dicke herzustellen, während Sammelkanäle von 3,0 bis 3,8 m Durchmesser vier derartige Ringe erhalten.

Da jedoch das Kanalgewölbe nur dann bloß auf Druck in Anspruch genommen wird, wenn entweder feste Widerlager vorhanden sind, oder die Querschnittsform bis zur Sohle der Baugrube dem Verlauf der Drucklinie entspricht, so müssen die Kreis- und Eikanäle bei nicht festem, eine Aushebung nach der Schablone nicht gestattendem Boden mit genügend starken Widerlagern (Abb. 103 u. 104) versehen werden. Auch kann man den Arbeitsraum zwischen Baugrubenwand und Kanal mit Beton (Abb. 105), der dann den Druck auf den angrenzenden Boden überträgt, verfüllen.

Abb. 103. Kreiskanal mit Widerlagern.

Abb. 104. Eikanal mit Widerlagern.

Abb. 105. Eikanal mit Betonhinterfüllung.

Die Wandstärke der **Tonrohre** beträgt bei den meisten der im Handel vorkommenden Sorten annähernd $\frac{d}{20} + 10$ mm, wenn d den inneren Durchmesser bezeichnet. Für $d = 200$ mm würde sich hiernach eine Wandstärke gleich $\frac{200}{20} + 10 = 20$ mm ergeben.

Kreisrohre aus **Zementbeton** mit gleichmäßiger Wandstärke werden mit ebenem Auflager hergestellt und haben bis 600 mm Weite, eine Wandstärke von $\frac{d}{10} + 15$ mm bis $\frac{d}{10} + 20$ mm, so daß hiernach bei einer Lichtweite $d = 400$ mm die Wandstärke 55 bis 60 mm beträgt. Bei größeren Rohrweiten von 800 mm an ist die Wandstärke gleich $\frac{d}{10}$. In Dresden erhalten Eikanäle aus Zementbeton im Scheitel eine größere Stärke als an den Kämpfern, und zwar beträgt, wenn d die lichte, nicht über 1000 mm betragende Weite des Kanals bedeutet, die Scheitelstärke $0{,}185\,d$, die Kämpferstärke dagegen $0{,}1\,d + 20$ mm. Für $d = 600$ mm wäre demnach die erstere 110 mm, letztere 80 mm.

Eikanäle aus Beton von über 1000 mm lichter Weite werden in der Baugrube aus Stampfbeton hergestellt und müssen größere Wandstärken erhalten, weil sie, der kürzeren verfügbaren Zeit wegen, nicht die gleiche Festigkeit wie die in der Fabrik gefertigte Formware erlangen. Am besten werden die **in der Baugrube gestampften Betonkanäle** mit einem haubenförmigen (s. Abb. 96, S. 333), dem Verlaufe der Drucklinie sich anschließenden Querschnitt versehen. Bezeichnet dann b die lichte Weite an der Sohle, so beträgt die Stärke im Scheitel $0{,}05\,b + 100$ mm, während diejenige am Widerlager zeichnerisch bestimmt wird und sich zu etwa $0{,}2\,b$ ergibt.

Gußeiserne Rohre, deren Wandstärke nicht zu schwach angenommen werden darf, weil sie durch Rost stark angegriffen wird, sollten bei einem Durchmesser von 50, 70, 100, 125, 150 und 200 mm Wanddicken von 5, 6, 7, $7\frac{1}{2}$, 8 und 9 mm erhalten, die bei Krummrohren um je 1 mm zu vergrößern sind.

h) Ausführung der Kanäle. α) *Absteifung der Baugrube.* Da die bei Herstellung von Kanälen verfügbare Straßenfläche nur Baugruben mit steilen Seitenwänden zuläßt, so müssen diese gegeneinander abgesteift werden, was bei wasserfreien, bis zu 10 m tiefen Baugruben am einfachsten durch wagerechte Bohlen (Abb. 106) bewirkt wird. Die letzteren übertragen den Erddruck auf die auch **Sprießen** genannten

Stempel *s*, von denen jeder mittels der senkrechten Brusthölzer *v* den Druck mehrerer Bohlen aufnimmt. Statt der hölzernen Sprießen verwendet man mitunter eiserne Absteifungsschrauben (Abb. 107), die verlängert und verkürzt werden können und die Beseitigung der Absteifung erleichtern. Der Raum zwischen den Absteifungen muß so groß sein, daß die größten Bauteile, wie Sohlstücke und einzelne Rohre, noch eingebracht werden können, wozu unter gewöhnlichen Verhältnissen eine Entfernung von 1,5 bis 2,0 m genügt.

Wenn man es mit nassem Boden zu tun hat, oder wenn es sich um Baugruben von geringer Länge und Breite handelt, sind senkrecht gestellte Bohlen am Platze; vgl. weiter unten Abb. 112.

Wegen zu großer Tiefe einer offenen Baugrube, ferner in sehr belebten, engen Straßen[74]), bei der Kreuzung mit einer Bahn oder bei ungünstiger Beschaffenheit und starkem Wassergehalt der oberen Bodenschichten kann sich die tunnelartige Ausführung[75]) des Kanals empfehlen, wobei die Wandstärken reichlicher als bei offenen Baugruben zu bemessen sind.

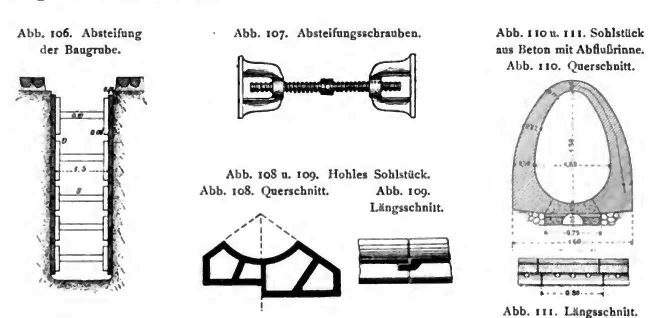


Abb. 106. Absteifung der Baugrube.

Abb. 107. Absteifungsschrauben.

Abb. 108 u. 109. Hohles Sohlstück. Abb. 108. Querschnitt. Abb. 109. Längsschnitt.

Abb. 110 u. 111. Sohlstück aus Beton mit Abflußrinne. Abb. 110. Querschnitt.

Abb. 111. Längsschnitt.

β) *Beseitigung des Grundwassers.* Ist ein Zudrang von Grundwasser zu befürchten, so erfolgt dessen Abführung am einfachsten durch Sickerleitungen (s. Abb. 96, S. 333), welche unter der Sohle des künftigen Kanals verlegt und an dessen Mündungsstelle in den die Vorflut bildenden Wasserlauf eingeführt werden. Ist die Senkung des Grundwassers bis zur Sohle des Kanals erfolgt, so kann dieser im Trocknen ausgeführt werden.

Statt der Sickerleitungen hat man auch hohle Sohlstücke (Abb. 108 u. 109) verwendet, in welche das Grundwasser durch die an den Seiten und unten offen gelassenen Stoßfugen eintritt. Neuerdings werden derartige Sohlstücke aus Zementbeton mit seitlichen Öffnungen oder derart hergestellt, daß die Abflußrinne (Abb. 110 u. 111) einen Bestandteil der Sohle bildet.

[74]) Steuernagel, »Ausführung eines Sammelkanals in der Johannisstraße in Köln« im Zentralbl. d. Bauverw. 1893, S. 365 ff.

[75]) Näheres über »Tunnelartige Herstellung« siehe im »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, 4. Aufl., III. Teil, Bd. IV, Kap. I, S. 147 bis 151. — Man vergleiche auch daselbst im ersten Band der fünften Abteilung, »Tunnelbau«, 3. Aufl., S. 263.

Fehlt es für eine Sickerleitung an natürlicher Vorflut, so sind Hand- oder Dampfpumpen aufzustellen, denen das Wasser aus den trocken zu haltenden Stellen zugeführt wird. In diesem Falle kann jedoch die wagerechte Absteifung der Baugrube nur bis zum Grundwasserspiegel ausgeführt werden, während von da ab senkrechte Bohlen (Abb. 112), deren Spitzen 0,5 bis 0,8 m unter die Baugrubensohle hinabreichen, zu verwenden sind.

Der Aushub erfolgt dann zunächst in einer schmalen, Gefälle nach dem Pumpensumpfe besitzenden Rinne, welche bis unter die Kanalsohle ausgehoben und mit einer von Kies umhüllten Sickerleitung versehen wird. Wenn der Boden das Eintreiben der senkrechten, am besten in der Baugrube verbleibenden Bohlen nicht erschwert und wenn der Wasserzudrang mäßig ist, lassen sich auf diese Weise Kanäle herstellen, deren Sohle bis 1,5 m unter dem Grundwasserstand liegt. Bei stärkerem Wasserzudrang wird das Eintreiben möglichst dicht schließender Spundbohlen erforderlich.

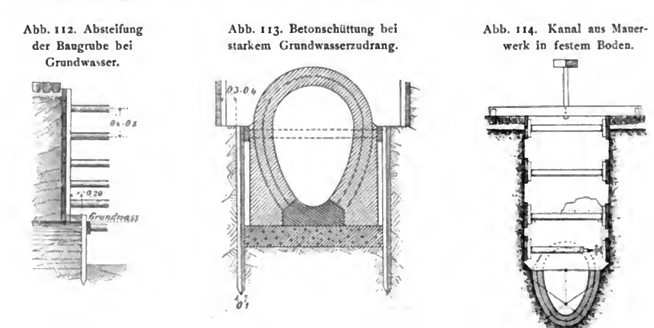


Abb. 112. Absteifung der Baugrube bei Grundwasser.

Abb. 113. Betonschüttung bei starkem Grundwasserzudrang.

Abb. 114. Kanal aus Mauerwerk in festem Boden.

Wassermengen bis zu 5 sl werden durch Handpumpen beseitigt, wobei die übliche zweistiefelige, viel Platz erfordernde Baupumpe durch die handlicher gebaute Flügelpumpe ersetzt werden sollte.

Bei Sickerleitungen tritt in feinkörnigen Bodenschichten leicht Versandung ein. Das läßt sich vermeiden durch Anwendung von Rohrbrunnen, die reihenweise neben der Baugrube versenkt werden und mit einer in Straßenhöhe aufgestellten Dampfpumpe in Verbindung stehen [76].

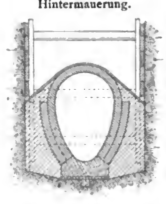
Muß wegen zu starken Grundwasserzudrangs oder wegen der leichten Beweglichkeit des Bodens auf das Auspumpen der Baugrube verzichtet werden, so zerlegt man die durch dicht schließende Spundbohlen oder eiserne Spundwände (s. Kap. VI: »Grundbau« umschlossene Baugrube durch Querwände in einzelne Abteilungen, welche ausgebaggert und mit einer 0,4 bis 1,0 m starken Betonschüttung (Abb. 113) versehen werden.

γ) *Herstellung der Kanalwandungen in der Baugrube.* Für Kanäle aus Mauerwerk wird in festem Boden die Sohle der Baugrube unter Benutzung einer Lehre ausgehoben und das Mauerwerk in unmittelbarem Anschluß an das gewachsene Erdreich (Abb. 114) ausgeführt. Ist eine Absteifung der Baugrube erforderlich, so wird der

[76] Vgl. Zentralbl. d. Bauverw. 1898, S. 73 u. 88.

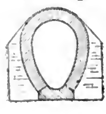
zwischen dem Kanalmantel und der Baugrube befindliche Raum häufig nur mit eingeschlämmtem Sand ausgefüllt, am besten jedoch ausgemauert oder ausbetoniert (Abb. 115). Ist ein Rutschen des Bodens durch Fortnehmen der Absteifung zu befürchten, so schließt entweder das Mauerwerk dicht an die in der Baugrube bleibende Holzverkleidung an oder läßt zwischen sich und der Verschalung einen kleinen Zwischenraum (s. Abb. 113) frei. Statt der vollständigen Widerlager können alle 1—1,5 m einzelne, 0,25 m starke Pfeiler aus Mauerwerk (Abb. 116) hergestellt werden.

Abb. 115. Kanal mit Hintermauerung.



Bei Verwendung von Ziegeln sind die besten Steine im Innern, namentlich für die Sohle, die weniger harten dagegen im äußeren Ring und zur Hintermauerung zu verwenden. Kommen Sohlstücke aus gebranntem und glasiertem Ton, Beton oder harten Werksteinen zur Verwendung, so sind sie auf der gut geebneten oder gestampften und nötigenfalls mit einer dünnen Sand- oder Kiesschicht ausgeglichenen Baugrubensohle zu verlegen. Nach Prüfung der richtigen Lage der Sohlstücke erfolgt das Dichten der Fugen und das Aufmauern der Widerlager.

Abb. 116. Einzelne Pfeiler als Widerlager.

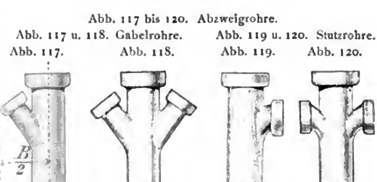


Das Deckgewölbe wird über 1,5 bis 2,0 m langen Trommeln ausgeführt und, nachdem es einigermaßen erhärtet ist, bis 0,3 m über dem Scheitel mit sandigem, durch Einschlämmen gedichteten Boden verfüllt. Nachdem dann der fehlende Boden in 20 bis 30 cm starken Schichten eingebracht und gestampft ist, werden die Lehrbogen entfernt, schließlich wird das Gewölbe mit einem aus 1 Teil Zement und 1 bis $1\frac{1}{2}$ Teilen Sand bestehenden Mörtel verfugt.

Kanalwandungen aus Beton werden in der Baugrube hergestellt, indem man kräftige, mit starken Bohlen eingeschalte Lehrgerüste mit einem aus Eisen oder Zinkblech bestehenden Überzug versieht, auf diesen die Betonmasse aufbringt und in Lagen von 15 bis 20 cm Stärke gut einstampft. Die Wasserdichtheit des Kanals erreicht man durch einen Putzüberzug der Innenseite im Mischungsverhältnis von nicht unter 1 : 2. Ist das Eindringen von Grundwasser zu befürchten, so muß auch die Außenseite verputzt werden. Auch die Sohle wird, wenn sie nicht mit hart gebrannten Ziegeln oder Tonplatten bekleidet ist, der größeren Dauer wegen mit einer Putzschicht aus fettem Zementmörtel versehen.

Kanäle aus Eisenbeton werden wegen der schwierigeren Anfertigung nur dann in der Baugrube selbst hergestellt, wenn es sich um sehr große Querschnitte handelt. Mit Rücksicht auf die geringe Wandstärke erfordert der Mörtelüberzug die größte Sorgfalt. Ist stickstoffhaltiges Wasser abzuleiten, so empfiehlt sich noch mehr als bei den gewöhnlichen Betonkanälen, die Sohle mit Tonplatten zu verkleiden.

Abb. 117 bis 120. Abzweigrohre.
Abb. 117 u. 118. Gabelrohre. Abb. 119 u. 120. Stutzrohre.
Abb. 117. Abb. 118. Abb. 119. Abb. 120.



δ) *Herstellung der Kanäle aus Rohren.* Zur Herstellung der Tonrohrkanäle werden meistens Rohre mit kreisförmigen Querschnitten benutzt und die Abzweigrohre als Gabelrohre (Abb. 117 u. 118) oder als Stutzrohre (Abb. 119 u. 120) hergestellt, deren abzweigende Teile Anschlußstutzen heißen. Die nach einem Viertelkreis oder

einem Teil eines solchen gebildeten Bogenrohre, sowie die, einen rechten oder stumpfen Winkel bildenden Knierohre werden in kürzeren Zweigleitungen verwendet.

Da Abzweigrohre in jeder Straße in größerer Anzahl einzulegen sind, so muß die Lichtweite zwischen den Absteifungsbohlen der Baugrube in einer beiderseitig bebauten Straße mindestens gleich $2 \cdot \frac{B}{2}$ (s. Abb. 117) sein, wobei $B = d + 0{,}7$ m bis $d + 0{,}8$ m ist, wenn d die Lichtweite des Rohrs bezeichnet.

Die Verbindung der Tonrohre miteinander, deren Lichtweite selten unter 75 mm herabgeht und nur ausnahmsweise 800 mm übersteigt, geschieht durch 70 bis 80 mm tiefe Muffen, und die Dichtung gewöhnlich dadurch, daß man mittels eines Dichteisens (Abb. 121) eine 2 bis 3 cm starke Lage von geteertem Hanfstrick fest in den 10 bis 20 mm weiten Spielraum zwischen Muffe und Schaft eindrückt, den verbleibenden Zwischenraum mit plastischem Ton oder Zementmörtel ausfüllt oder besser mit Asphaltkitt[77]) ausgießt. Bei Verwendung von plastischem Ton wird die ganze Fuge mit einem kräftigen Tonwulst (Abb. 122) bekleidet.

Abb. 121. Dichteisen.



Abb. 122. Verbindung durch Muffen.

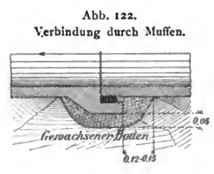
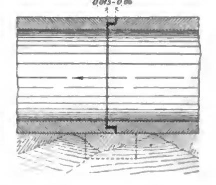
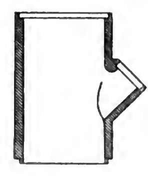


Abb. 123. Verbindung durch Falze.



Der Asphaltkitt wird vor seiner Verwendung auf einem kleinen Ofen dünnflüssig geschmolzen und dann in die Muffe eingegossen, wo er nach wenigen Minuten erhärtet. Er besteht aus 1 bis 2 Teilen Goudron und 1 Teil Asphaltmastix; auch soll schon 1 Teil Steinkohlenpech mit Teerzusatz und 1 Teil gebranntes Tonmehl genügen. Bei Untersuchungen hat der Asphaltkitt einem Druck von 5,5 Atmosphären widerstanden; er haftet sehr fest an den Rohren und ist wegen seiner raschen Erhärtung auch in Baugruben verwendbar, in denen Grundwasser sich vorfindet.

Abb. 124. Abzweigrohr aus Zementbeton.



Bei Rohren aus Zementbeton erfolgt die Verbindung durch mit gutem Zementmörtel ausgefüllte, je nach dem Rohrdurchmesser 15 bis 60 mm tiefe Falze (Abb. 123); außerdem ist die äußere und soweit möglich, auch die innere Fuge gut zu verstreichen und um die Verbindungsstelle ein Wulst von Zementmörtel zu legen. Für die Anschlußleitungen werden Abzweigrohre (Abb. 124) hergestellt, bei denen die Abzweigmuffe nur kurz ist, weil stärker vorspringende Teile leicht abgestoßen werden. Die Öffnungen der Abzweigrohre sind bis zur Herstellung der Zweigleitungen unter Benutzung von Asphaltkitt durch Verschlußteller aus gebranntem Ton, Eisen oder Zement zu verschließen.

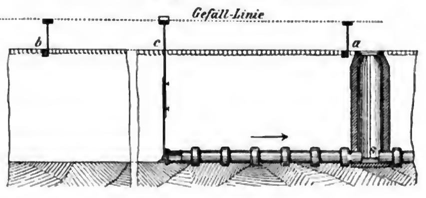
Bei den Rohren aus Zementbeton mit Eiseneinlage, deren Baulänge 1 m beträgt, werden die kleineren Kreisformen bis zu 500 oder 600 mm Weite mit Muffen ver-

[77]) W. H. Lindley, »Asphaltdichtung für Steingutröhren« in der Tonindustriez. 1896, S. 16f.

sehen, während bei den größeren übergeschobene, 100 bis 120 mm breite Dichtungsringe zur Verwendung kommen.

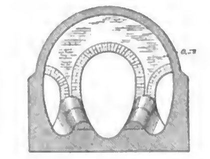
Die Ansichten über die Dauer derartiger Rohre sind geteilt. Jedenfalls muß man bei grundwasserhaltigen Bodenarten auf nicht zu geringe Wandstärken und auf Schutz vor Eindringen des Grundwassers in die Rohrwandungen Bedacht nehmen, weil sonst Rosten des Eisens und Absprengen der Mörtelhülle stattfinden kann.

Abb. 125. Festlegung und Prüfung der Sohlenhöhe.



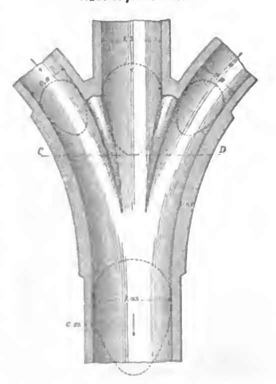
Die **Festlegung und Prüfung der Höhenlage der Kanalsohle** erfolgt bei den aus Rohren hergestellten Kanälen, wie bei den gemauerten und Betonkanälen durch drei Visiertafeln (Abb. 125), von denen die beiden *a* und *b* in der Gefäll-Linie fest angebracht sind, während die dritte *c* auf die Sohle bzw. den Rücken der Rohre gehalten wird. Das Verlegen geschieht vom untern Ende aus im Anschluß an die zuerst herzustellenden Einsteigschächte und wird durch die Aufstellung einer mit Strahlwerfer versehenen Azetylenlampe auf der Sohle des nächsten Schachts *s*, welche das Innere der bereits verlegten Rohre erhellt und etwaige Abweichungen von der Achsen- und Gefällrichtung leicht erkennen läßt, wesentlich erleichtert.

Abb. 126 u. 127. Vereinigung besteigbarer Kanäle. M. 1 : 90.
Abb. 126. Schnitt *CD*.



Die Ausfüllung des Raumes zwischen Rohr und Baugrubenwand erfolgt am besten mit einzuschlämmendem Sand oder wenigstens sandigem Boden bis 50 cm über den Scheitel des Kanals, von wo aus dann die in 15 bis 20 cm Stärke einzubringenden Bodenlagen eingestampft werden dürfen.

Abb. 127. Grundriß.



i) **Kanalverbindungen** müssen so erfolgen, daß durch die Zusammenführung keine eine Ablagerung der mitgeführten Sinkstoffe verursachende Verminderung der Zuflußgeschwindigkeit eintritt, weshalb die wasserführenden Querschnitte allmählich ineinander übergehen müssen und die Sohle des Seitenkanals so hoch liegen muß, daß mindestens die Abführung der mittleren Brauchwassermenge ohne Rückstau vom Hauptkanal aus stattfindet.

Mit Rücksicht auf die erforderliche Stärke der Kanalwandungen können diese nur bis zu einem gewissen Punkte fortgeführt werden, von wo aus die allmählich verlaufende Zunge (Abb. 126 u. 127) mit abgerundetem Rücken bei Kanälen aus Ziegel-

mauerwerk aus Haustein ausgeführt wird. Der Beginn des, der zusammengeführten Wassermenge entsprechenden größeren Querschnitts richtet sich nach dem Krümmungshalbmesser der Anschlußkurve, welcher wenigstens gleich der fünffachen Breite des einmündenden Kanals anzunehmen ist.

Abb. 128 u. 129. Einsteigschacht für kleinere Kanäle.

Abb. 128. Vertikalschnitt.

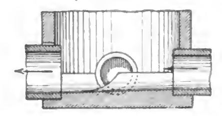


Abb. 129. Horizontalschnitt.

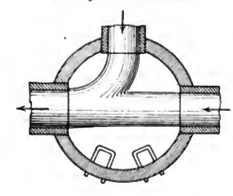
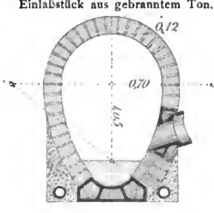


Abb. 130. Einlaßstück aus gebranntem Ton.



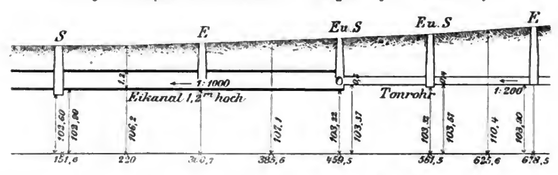
Zur Verbindung der Rohrkanäle untereinander verwendet man am besten die in § 40 zu besprechenden Einsteigschächte, in deren Sohle der untere Teil des Rohrquerschnitts möglichst bis zur Mitte eingeschnitten wird (Abb. 128 u. 129), und deren Grundrißform für diesen Zweck am geeignetsten ein Kreis ist. Diese Sohlenrinnen werden entweder in Beton, was meistens geschieht, oder in harte Werksteine eingearbeitet und im ersten Fall auch wohl mit glasierten Tonschalen ausgekleidet.

Die Verbindung der Anschlußleitungen für Straßeneinläufe, Regenrohre und Hausentwässerungen mit den nicht aus Rohren hergestellten Kanälen erfolgt mittels besonderer Einlaßstücke aus gebranntem Ton (Abb. 130) oder Zementbeton, welche bei der Kanalherstellung an den vorher festgestellten Anschlußpunkten eingemauert bzw. in den Betonkanal eingeformt werden. Die Mündung ist zur Ermöglichung des Luftaustausches zwischen den genannten Leitungen und dem Straßenkanal möglichst hoch, mindestens aber in die Höhe des mittleren oder größten Brauchwasserstands zu legen.

§ 40. Einsteigschächte.

Die zur Untersuchung der Kanäle erforderlichen Zugangspunkte bestehen in den bereits erwähnten Einsteigschächten, zwischen denen nicht begehbare Kanäle in gerader Linie und mit gleichem Gefälle herzustellen sind. Der Maximalabstand der Zugangsstellen beträgt bei nicht begehbaren

Abb. 130. Höhenplan eines Straßenkanals. Längen 1 : 5000. Höhen 1 : 500.



Kanälen 60 bis 120 m, bei begehbaren 150 bis 200 m[78]). Die Untersuchungsschächte nennt man Reinigungsschächte, wenn sie zugleich zum Spülen der Kanäle verwendet

[78]) R. Baumeister, »Städtisches Straßenwesen und Städtereinigung« im Handb. d. Bauk. Berlin 1890, Abt. III, Heft 3, S. 254.

werden. Auch die Verbindungsschächte für Rohrkanäle können als Untersuchungs- und Reinigungsschächte dienen. In dem in Abb. 131 dargestellten Höhenplan eines Straßenkanals sind die Einsteigschächte mit E und die Spülschächte mit S bezeichnet; außerdem ist da, wo Ei- und Tonrohrkanal zusammentreffen, der Anschluß eines zweiten Rohrkanals angedeutet.

Abb. 132. Einsteigschacht für kleinere begehbare Kanäle.

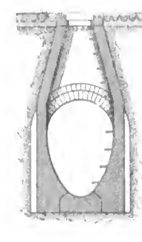
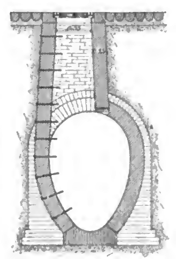
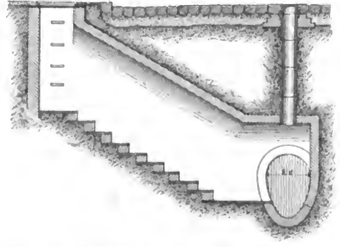


Abb. 133. Einsteigschacht für größere Kanäle. M. 1 : 80.



Die geeignetste Grundrißform für die Einsteigschächte ist die für jeden Einmündungswinkel passende Kreisform, dieselbe verlangt jedoch zur Herstellung aus Mauerwerk Formsteine, während bei quadratischem oder rechteckigem Querschnitt gewöhnliche Ziegel verwendet werden können. Einsteigschächte für kleinere und mittelgroße begehbare Kanäle werden am einfachsten über der Mitte des Kanals (Abb. 132) aus Mauerwerk hergestellt, wobei die Schachtwände auf den Widerlagern und Gewölben der Kanäle stehen. Bei Kanälen mit größerer lichter Weite liegt die Achse des Schachts etwas seitwärts von derjenigen des Kanals (Abb. 133).

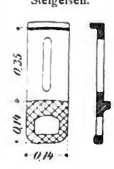
Abb. 134. Kanal mit Seiteneingang. M. 1 : 125.



In Straßen mit starkem Wagenverkehr und breiten Fußwegen kann man die Kanäle mit Seiteneingängen (Abb. 134) versehen, welche unter die Bürgersteige zu legen sind. Doch können Verkehrsstörungen auch dadurch vermieden werden, daß man in derartigen Straßen eine nächtliche Kanalreinigung einführt.

Die Einsteigöffnung der gewöhnlichen Schächte wird meistens kreisrund mit einem Durchmesser von 0,5 bis 0,7 m hergestellt, während rechteckige Eingangsöffnungen für Treppenschächte 0,8/1,0 m groß angelegt werden. Die Verengung der Schächte nach oben erfolgt bei Mauerwerk durch Auskragen, bei Beton durch Verwendung sich verjüngender Trommeln oder Kasten. Das Besteigen der Schächte geschieht mit Hilfe von Steigeisen (Abb. 135), welche meistens aus Gußeisen hergestellt, zum Schutze gegen Rost mit Asphaltlack überzogen und in zwei senkrechten, 0,4 bis 0,5 m von Mitte zu Mitte entfernten Reihen in einem Höhenabstand von 0,3 m eingemauert werden. Das Hineinsteigen in den Schacht wird durch eine abnehmbare, an der Innenwand in Ringe einzusetzende Griffstange erleichtert.

Abb. 135. Steigeisen.



Zur Abdeckung der Schächte dienen gußeiserne, mit Schlüsselöffnungen zum Herausnehmen versehene Deckel, die besonders in beschotterten oder asphaltierten Straßen, am besten kreisrund hergestellt werden, weil hierbei die glatt werdende und dadurch die Verkehrssicherheit beeinträchtigende Eisenfläche am kleinsten ist, während

eine geradlinige Begrenzung den Anschluß des Pflasters, sowie des Plattenbelags der Fußwege erleichtert. Die Abb. 136 u. 137 zeigen eine einfache, 20 bis 55 mm starke gußeiserne Abdeckung, deren Oberfläche zur Erzielung der nötigen Rauhigkeit mit regelmäßig verteilten Vorsprüngen versehen ist. Da aber diese letzteren sich bei lebhaftem

Abb. 136 u. 137. Gußeiserner Schachtdeckel.
Abb. 136. Querschnitt.

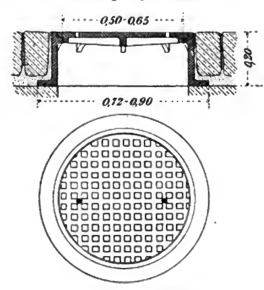


Abb. 137. Grundriß.

Abb. 138 u. 139. Schachtdeckel mit Holzfüllung.
Abb. 138. Obere Ansicht und Horizontalschnitt.

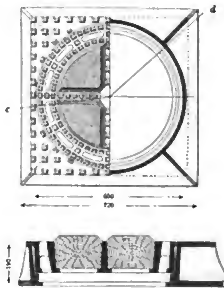


Abb. 139. Schnitt *cd*.

Verkehr bald abnutzen, und die auf den eisernen Deckel aufschlagenden Hufe der Pferde ein störendes Geräusch verursachen, so kann man in verkehrsreichen Straßen die Oberfläche der Deckel mit Vertiefungen versehen und diese mit Gußasphalt oder Eichenholzklötzen (Abb. 138 u. 139) ausfüllen.

Abb. 140. Schachtdeckel mit Lüftungsöffnungen in der Mitte.

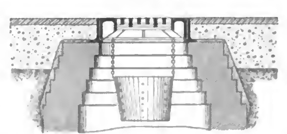
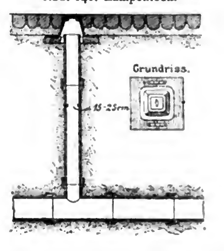


Abb. 141. Lampenloch.



Eine Lüftung der Kanäle[79] ist erforderlich zur Beförderung eines regelmäßigen Luftwechsels. Damit bei starkem Zufluß von Regenwasser die Luft aus den Kanälen entweichen kann, versieht man die Schachtdeckel in der Nähe des Randes (s. Abb. 138 u. 139) oder in der Mitte (Abb. 140) mit 20 bis 30 mm weiten Schlitzen oder Öffnungen. Um ein Durchfallen des Schmutzes zu verhindern, muß unter den Schlitzen ein ringförmiges Blechgefäß und unter die in der Mitte angebrachten Öffnungen ein Eimer aus verzinktem Eisenblech zum Auffangen der Schmutzstoffe aufgehängt werden.

[79]) Ausführliches über die »Lüftung der Straßen- und Hauskanäle« findet sich im »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, 4. Aufl., III. Teil, Bd. IV, Kap. I, S. 311 bis 328.

Zur Verringerung der Anzahl der Einsteigschächte wechseln diese manchmal mit **Lampenlöchern** (Abb. 141) ab, durch die eine Lampe hinuntergelassen wird, wenn von dem benachbarten Einsteigschacht aus der Zustand des Kanals untersucht werden soll. Liegt der zugehörige Rohrschacht im Fahrdamm, so ist seine Abdeckung so einzurichten, daß der Druck der Wagen nicht auf den Kanal übertragen wird. Werden die Deckel der Lampenlöcher mit Öffnungen versehen, so kann auch durch diese die Kanalluft entweichen.

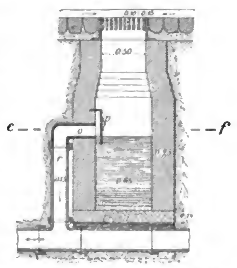
§ 41. Straßeneinläufe und Einlaufstellen für Hof- und Dachwasser.

a) **Straßeneinläufe.** Die auch Straßensinkkasten und Einfallschächte genannten Straßeneinläufe führen das von den Straßen abfließende Wasser den Kanälen zu, werden in den Rinnsteinen angeordnet und meistens mit einem Schlammfang und einem die Kanalluft am Austreten verhindernden Wasserverschluß versehen.

Der Abstand der Sraßeneinläufe voneinander, welcher gewöhnlich zwischen 40 bis 60 m beträgt, hängt von dem Gefälle und Querschnitt des Rinnsteins ab. Soll z. B. dessen stärkste Wasserführung 5 sl betragen, so entspricht diese bei einem Sturzregen von 150 sl für das Hektar und 95% Abfluß einem Entwässerungsgebiet von $\frac{10000 \cdot 5}{150 \cdot 0{,}95} = 350$ qm. Bei einer beiderseits mit Einläufen versehenen 16 m breiten Straße dürfen diese daher höchstens $\frac{350}{0{,}5 \cdot 16} = 44$ m voneinander entfernt liegen. In verkehrsarmen Straßen kann jedoch die Rinnentiefe und damit der Abstand der Einläufe größer, indessen nur ausnahmsweise über 100 m angenommen werden.

Die Einlauföffnung liegt entweder in der Rinnensohle und ist dann mit einem zum Abheben eingerichteten Gitter abgedeckt, oder sie befindet sich seitwärts in der Bordsteinkante, in welchem Falle der Zugang zu dem Schacht durch einen eisernen Deckel verschlossen wird.

Abb. 142. Einlauf aus Mauerwerk. M. 1 : 50.



Der 0,35 bis 0,45 m weite Einlaufschacht wird entweder aus Mauerwerk, häufiger jedoch aus dem billigeren und wegen seiner Glätte vorzuziehenden gebrannten und glasierten Ton von 2,5 bis 3,5 cm Stärke hergestellt. Einlaufschächte aus Zementbeton erhalten eine Wandstärke von 4 bis 8 cm und müssen, wie die aus Ton bestehenden, durch Anordnung eines den Einlauf umgebenden ringförmigen, die Abdeckung aufnehmenden Lagers vor dem Druck der Verkehrslasten geschützt werden. Die Weite der Ableitung beträgt bei fast reinem Wasser 10 bis 15 cm, bei solchem mit Sinkstoffen je nach deren Menge 20 bis 25 cm.

Bei dem in Berlin aus Mauerwerk hergestellten Einlauf (Abb. 142) bildet die eiserne Tauchplatte p den Wasserverschluß und hält zugleich die von dem Abdeckgitter nicht aufgefangenen Sinkstoffe von der Ablauföffnung zurück. Der in Abb. 143 dargestellte Danziger Einlauf aus Zementbeton besitzt als Wasserverschluß ein nach oben gebogenes gußeisernes Knierohr, und bei dem in Frankfurt a. M. aus gebranntem Ton ausgeführten (Abb. 144) ist ein Schlammeimer vorhanden und die Abdeckung derart, daß der Raddruck nicht unmittelbar das obere Tonrohr treffen kann.

Damit aber bei stärkerem Wasserzufluß der Schlamm nicht in den Raum zwischen Schachtwand und Eimer gespült und dadurch dessen Herausnahme erschwert wird, ist

bei dem in Abb. 145 dargestellten Einlauf der obere Rand des Eimers trichterförmig gestaltet und auf einen konischen, an die Schachtwand sich anschließenden Ring aus Gußeisen aufgelagert. Auch der hier angewandte Zungenverschluß ist dem Wasserverschluß des Frankfurter Einlaufs vorzuziehen. Stellt man den unteren, bis über den Wasserverschluß reichenden, 1,6 m hohen Teil des Schachtes aus gebranntem und glasiertem Ton in einem Stück her, so bietet dies den Vorteil, daß die Dichtungsfuge in 0,8 m Höhe wegfällt.

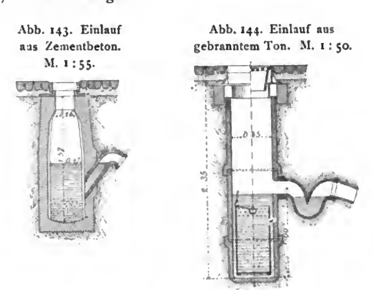


Abb. 143. Einlauf aus Zementbeton. M. 1 : 55.

Abb. 144. Einlauf aus gebranntem Ton. M. 1 : 50.

Abb. 145. Einlauf von GEIGER. M. 1 : 32.

b) **Einlaufstellen für Hofwasser.** Die zur Abführung des auf den Höfen der Häuser abfließenden Regenwassers dienenden Einläufe können wie die Straßeneinläufe hergestellt werden, erhalten jedoch der kleineren Entwässerungsfläche wegen gewöhnlich nur einen Durchmesser von 0,25 bis 0,35 m. Bei tief gelegenen Höfen oder wenn der zu entwässernde Hof von der Straße weit entfernt liegt, kann jedoch der Einlauf nur eine so geringe Tiefe erhalten, daß er nicht mehr gegen Frost geschützt ist. In einem solchen Falle gewährt die Anordnung nach Abb. 146, bei welcher die wärmere Kanalluft mit dem Einlaufkasten in Berührung kommt, einigen Schutz gegen das Einfrieren.

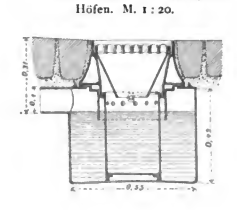


Abb. 146. Einlauf in tief gelegenen Höfen. M. 1 : 20.

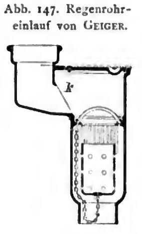


Abb. 147. Regenrohreinlauf von GEIGER.

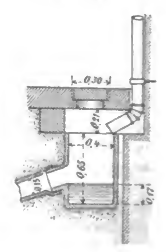


Abb. 148. Regenrohreinlauf in Dresden. M. 1 : 40.

c) **Einlaufstellen für Dachwasser.** Wegen der geringen Menge Sinkstoffe, welche von den Dächern in die Kanäle gelangt, wird leider von besonderen Vorkehrungen zum

Zurückhalten jener Stoffe an den Einlaufstellen für das Dachwasser nicht selten abgesehen. Ein Wasserverschluß, der freilich die Benutzung des Regenrohrs zur Lüftung des Kanalnetzes unmöglich macht, kann angeordnet werden, wenn das Rohr in der Nähe der Fenster von Dachwohnungen mündet.

Wenn der Wasserverschluß wegfällt, so kann die Anordnung nach Abb. 147 oder nach Abb. 148 getroffen werden. Bei der ersteren dient ein kleiner Eimer zur Aufnahme der Sinkstoffe. Bestehen über die Art des Anschlusses keine besonderen Bestimmungen, so wird häufig das Dachwasser in den Zweigkanal mittels eines an das Fallrohr anschließenden gußeisernen Rohrs geleitet, dessen Höherführung bis 1,5 oder 2,0 m über dem Boden öfters vorgeschrieben ist.

Es empfiehlt sich, auf 1 qm Dachfläche 0,8 bis 1 qcm Fallrohrquerschnitt und demgemäß, da auf ein einzelnes Fallrohr bei Wohngebäuden selten mehr als 100 qm Entwässerungsfläche kommen, den Durchmesser zu 10 bis 12 cm anzunehmen, wobei der größere Wert für die längeren, im Winter leichter einfrierenden Rohre höherer Gebäude gilt.

Das Reinhalten der Straßenkanäle wird durch regelmäßige Reinigung aller Einläufe in hohem Grade befördert und die Reinigung der Einlaufstellen für Hofwasser und dergleichen sollte von den beteiligten Privatpersonen nicht versäumt werden.

§ 42. Reinigung der Kanäle und des Kanalwassers.

a) Reinigung der Kanäle[80]. Da auch selbst in Kanälen mit guten Gefällen die Geschwindigkeit und die Schwimmtiefe nicht immer ausreichen, um die, in dem mit Unterbrechung zufließenden Brauchwasser enthaltenen Stoffe weiter zuführen, so setzen sich diese oft auf der Sohle ab und bedürfen dann zu ihrer Weiterbewegung einer etwas größeren Wassergeschwindigkeit, als diejenige war, die sie herbeigebracht hatte. Stellt sich diese in nächster Zeit nicht ein, so erfolgt eine weitere Ablagerung, die durch Wiederhohlung des Vorgangs immer mehr anwächst und unter Umständen schon nach wenigen Tagen eine erheblich gesteigerte Spülkraft und schließlich mechanische Mittel zur Lockerung und Loslösung erfordert. Es ist deshalb eine regelmäßige Reinigung aller Kanäle eines Netzes erforderlich. Diese besteht am besten in einer Spülung, die um so erfolgreicher ist, in je kürzeren Zwischenräumen sie stattfindet, wobei jedesmal ein Teil der übelriechenden Kanalluft nach außen gedrängt und durch reine Luft ersetzt wird.

Als Spülwasser dient, wenn es nicht aus einem höher gelegenen See oder aus einer gestauten Flußstrecke entnommen werden kann, das Wasser kleiner, in der Nähe der Stadt befindlicher Wasserläufe und manchmal auch Quell-, Drain- und Grundwasser, das von den benachbarten Talhängen zufließt. Geht dabei die benutzbare Wassermenge zeitweise auf einige Sekundenliter zurück, so wird eine Ansammlung in Teichen oder überdeckten Sammelbehältern erforderlich, aus denen dann das erforderliche Spülwasser den Spülbezirken und den daselbst befindlichen Spülschächten (Abb. 149) zugeführt wird. Häufig muß jedoch die Reinwasserleitung das zur Reinigung der Kanäle nötige Spülwasser liefern.

Die Benutzung der Spülschächte, als welche die hierzu eingerichteten Einsteigschächte dienen, erfolgt in der Weise, daß die einmündenden Kanalöffnungen abgeschlossen werden, worauf der Spülschacht mit dem Spülwasser gefüllt wird. Ein in diesem angebrachtes Überfallrohr verhindert einen für die oberhalb befindlichen Hausanschlüsse schädlichen Rückstau. Wenn nun der Abschluß des zu spülenden Kanals entfernt wird,

[80] Vgl. A. Frühling, »Die Entwässerung der Sädte« im »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, III. Teil, Bd. IV, 1. Hälfte, 4. Aufl., Leipzig 1903, S. 219 bis 240, dessen Ausführungen bei der Bearbeitung des vorliegenden Paragraphen benutzt wurden.

so ergießt sich die angesammelte Wassermenge in die zu reinigende Kanalstrecke und reißt infolge der erhöhten Geschwindigkeit die abgelagerten Stoffe mit sich fort.

Die Abschließung eines in den Spülschacht mündenden Kanals erfolgt durch eine Spülklappe (Abb. 150), deren Wirkung jedoch durch Sinkstoffe, welche sich an die Schlußflächen ansetzen, beeinträchtigt wird. Dieser Mißstand ist bei senkrechten Schiebern geringer, weil diese bei ihrer Abwärtsbewegung jene Schmutzstoffe wieder entfernen. Da aber die senkrechte Bewegung dieser Schieber eine bestimmte Höhe erfordert, an der es namentlich bei größeren Kanälen manchmal fehlt, so verwendet man in solchen Fällen Spültüren (Abb. 151), die außerdem den Vorteil haben, daß sie die abgeschlossene Öffnung und damit die angestaute Wassermenge rasch und in ganzem Umfang frei geben.

Zur Ersparung an Bedienung bei der regelmäßigen Spülung von Kanalstrecken werden auch selbsttätige Spülvorrichtungen, sog. Selbstspüler angewendet, bei denen das Spülwasser in einen über der Kanalsohle liegenden Behälter angesammelt wird, der sich bei einer bestimmten Höhe des Wasserstandes von selbst rasch entleert.

Abb. 150. Spülklappe. Abb. 149. Spülschacht.

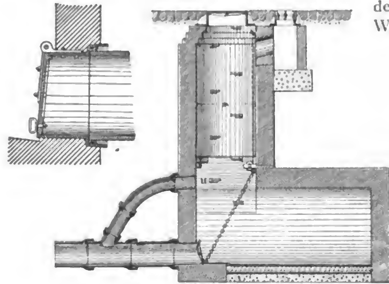
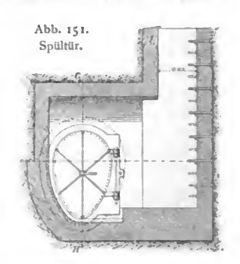


Abb. 151. Spültür.



Wenn auch die Fortspülung der in den Kanälen abgelagerten Stoffe durch die lebendige Kraft des aufgestauten Wassers die bequemste Art ihrer Beseitigung ist, die jedoch mit abnehmendem Gefälle um so häufiger ausgeführt werden muß, so kommen doch in einem größern Kanalnetz auch Strecken vor, die in anderer Weise gereinigt werden müssen. Dies kann bei Rohrkanälen mittels einer durchzuziehenden Bürste oder eines kleinen Wagens geschehen, dessen beide Stirnbretter die Kanalöffnung bis auf einen unteren Ausschnitt absperren, in dem das aufgestaute, die Ablagerungen vor sich hertreibende Wasser fließt. Den gleichen Zweck verfolgen senkrecht stehende, auf einem durch Rollen geführten eisernen Gestell befestigte Schilde, die durch den Wasserdruck vorwärts geschoben werden.

In größeren Kanälen verwendet man Spülwagen, die auf den Rändern der Brauchwasserrinnen laufen, während in Hauptkanälen mit ansehnlichem Tiefgang das Spülschiff benutzt wird.

b) Reinigung des Kanalwassers. Von den künstlichen Reinigungsverfahren[81]) der Abwasser ist die Reinigung mittels Landberieselung am empfehlenswertesten; dann folgen diejenige durch Bodenfiltration und das biologische oder Oxydations-

[81]) Vgl. die bei der Bearbeitung dieses Abschnitts benutzte »Städtereinigung«, 2. Heft von F. W. Büsing, Stuttgart 1901, S. 733 bis 860.

verfahren, während die mechanische und chemisch-mechanische Reinigung den vorgenannten Reinigungsarten nachstehen.

α) *Reinigung mittels Berieselung.* Bei dieser Reinigungsart, die eine Verbindung der Bodenfilterung mit Pflanzenbau, besonders von Gemüsearten, Gräsern und Grünfutter, darstellt, werden die schwebenden Stoffe vollständig und die gelösten während der guten Jahreszeit bis zu 90 %, im Winter bis zu 50 % entfernt. Dabei hat die Berieselung noch den weiteren Vorzug, daß eine Belästigung durch üblen Geruch bei guten Anlagen fast gar nicht stattfindet.

Da sowohl die Abwasserreinigung durch Berieselung, als auch die biologische und chemisch-mechanische Reinigung durch eine Beseitigung des Zuflusses von Schwebe- und Sinkstoffen begünstigt wird, so sollten auf Rieselfeldern stets große, mit festen Umschließungen hergestellte Becken angelegt werden, die abwechselnd in Betrieb zu nehmen und in nicht zu langen Zeitabständen zu reinigen sind. Diese Entschlammung der Abwasser verhindert ein Verstopfen der Poren des Bodens, erleichtert den Abfluß und läßt unter Umständen mit einer kleineren Landfläche für die Berieselung auskommen.

Sollen die Rieselfelder eine gute Reinigung der Abwasser bewirken, so muß der Boden hinreichend durchlässig sein, ohne jedoch das Wasser zu rasch durchfließen zu lassen, außerdem muß er zur Ermöglichung der Oxydationsvorgänge Luft in genügender Menge enthalten. Feinporiger Boden verschlammt leicht und ist dann wenig aufnahmefähig. Sehr sandige Felder bedürfen einer gewissen Reihe von Jahren, d. h. bis sich Humusstoffe gebildet haben, bevor die Abwasser genügend gereinigt werden, während bei humusreichem Boden die Reinigung sofort eine gute ist. Am geeignetsten ist Lehm- und Mergelboden mit reichlicher Sandbeimengung. In bezug auf die äußere Gestalt ist ein Gelände mit gleichmäßigem, nicht zu starkem Gefälle am günstigsten.

Von großer Bedeutung ist die richtige Wahl der Anbaupflanzen für die Rieselfelder. Ein großes Aufzehrungsvermögen besitzen italienisches Raigras und Rüben, die sich daher zum Anbau sehr eignen; doch sind bei der Auswahl auch die Absatzverhältnisse, sowie der Umstand zu berücksichtigen, ob es sich um kleine oder große Rieselfelder handelt. Auch sind solche Abwasser zur Berieselung ungeeignet, die pflanzenschädliche Bestandteile, wie Säuren, gewisse Schwefelverbindungen, Eisen, Alkali, Chromsalze, Chlor usw. enthalten.

Bei der Bestimmung des Landbedarfs zu Rieselfeldern kann bei alleinigem Anbau des am meisten aufnahmefähigen italienischen Raigrases, d. h. wenn eine volle Ausnutzung der Abwasser erreicht werden soll, auf 100 Köpfe 1 ha gerechnet werden. Wo aber nur ein bestimmter Reinigungsgrad angestrebt wird und die landwirtschaftliche Nutzung der Abwasser Nebensache ist, genügt 1 ha für 250 bis 450, ja sogar für 800 Köpfe, wenn die Abwasser vor der Berieselung sorgfältig von Schwebestoffen befreit werden. Doch beziehen sich diese Zahlen auf die reine, zum Berieseln hergerichtete Fläche, die für Wege, Hauptabzugsgräben, zeitweilig unbenutzte Felderteile usw. noch um 8 bis 16 % und mehr zu vergrößern ist.

Erfolgt die Zuführung der Abwasser mittels Druckleitung, so muß zur Regelung des Unterschieds zwischen Zufluß und Verbrauch, am Hauptauslaß ein größeres Ausgleichbecken angelegt werden, das auch zugleich zur wirksamen Ablagerung der Sinkstoffe einzurichten ist.

Die Rieselfelder verlangen in der Regel auch eine, die Verunreinigung des Grundwassers verhindernde Drainierung, deren zweckmäßige Anordnung nur nach sorgfältig ausgeführten Höhenaufnahmen, Bodenuntersuchungen und Ermittelung des Grundwasserstandes, sowie der Richtung des Grundwasserstromes möglich ist.

β) *Bei der Reinigung mittels Filterung* wird das Kanalwasser in Becken mit

Schichten aus grobem Sand, Kies, Ziegelbrocken, Schlacken[82]) oder Koks geleitet, die nach einer bestimmten Benutzungszeit von dem abgesetzten Schlamm gereinigt, der Luftwirkung ausgesetzt und wieder in Betrieb genommen werden. Einfacher ist jedoch die Benutzung von natürlichen sandigen oder kieshaltigen Bodenflächen mit tiefliegendem Grundwasserstand, die durch Umwallung als Filterbecken dienen, wobei das versickernde Wasser in 1,5 bis 2,0 m tief liegenden Drainleitungen abfließt.

Die Größe der Bodenfilter ist so zu bemessen, daß bei regelmäßigem Betriebe für 1 cbm täglich zu reinigendes Abwasser Bodenmengen von 15 bis 45 cbm zur Verfügung stehen, je nachdem der Boden sehr durchlässig oder dichter ist; im ersteren Fall muß das Filter eine Tiefe von 1,25 bis 1,5 m, im letzteren nur eine solche von 1 m haben. Für die letztgenannte Tiefe berechnet sich die von 1 ha Filterfläche jährlich gereinigte Abwassermenge für die oben angegebenen Grenzwerte von 15 und 45 cbm auf rund 81 000 bis 244000 cbm. Doch darf von den Bodenfiltern keine, derjenigen durch Rieselfelder erzielten gleichkommende Reinigung erwartet werden. Auch sind solchen Bodenfiltern in gewissen Zeitabständen längere Ruhepausen zu gewähren und den Filterflächen für Wege, Gräben, Gebäude usw. sind noch 5 bis 10 % zuzuschlagen.

γ) *Das biologische Reinigungs- oder Oxydationsverfahren* beruht auf der Oxydation stickstoffhaltiger Stoffe mittels sog. Oxydationsfilter, auf die das Abwasser unter Einhaltung von Ruhepausen zwischen je zwei Beschickungen aufgebracht wird. Auf die Wirkung dieser Filter und die in ihnen stattfindenden Zersetzungsvorgänge sind die Korngröße und gewisse chemische Bestandteile des Filtermaterials von Einfluß. Feinkörniges Material ist grobkörnigem vorzuziehen, und ein geringer Gehalt der Filter an Eisen beeinflußt deren Mengenleistung günstig.

Mit dem Oxydationsverfahren ist, allerdings auf Kosten der Wassermenge, ein sehr großer Reinigungsgrad, und umgekehrt da, wo ein solcher nicht erforderlich ist, eine hohe Mengenleistung zu erreichen. Sobald die Aufnahmefähigkeit eines Filters bis 25 % herabgegangen ist, muß es gereinigt werden. Je stärker der Betrieb, d. h. je größer die Zahl der täglichen Beschickungen ist, um so stärker sinkt auch die Aufnahmefähigkeit des Filters und um so kürzer ist die Zeit bis zur Verschlammung. Als Filtermaterial wurden Kies, Koks, Schlacken und Ziegelschotter benutzt.

δ) *Durch mechanische Klärung* läßt sich bei sorgfältigem Betrieb der größte Teil der Schwebestoffe, unter günstigen Umständen bis zu 80 %, aus den Abwassern entfernen, wobei auch Keime in erheblicher Zahl zu Boden gerissen werden. Da aber die Ausführung der mechanischen Klärung an freier Luft geruchbelästigend wirkt, so dürfen solche Anlagen nicht in der Nähe menschlicher Wohnungen sich befinden. Ein größerer Mangel dieser Klärungsart, vor deren Ausführung die Abwasser durch Gitter oder Sandfänge von den gröberen Schwebestoffen befreit werden, besteht jedoch darin, daß sie in bezug auf die Desinfektion der Abwasser wirkungslos ist.

Die Klärbehälter können flache Becken sein, in denen das zu reinigende Wasser einige Zeit vollkommen ruhig gelassen wird, oder langgestreckte bzw. aufrechtstehende Behälter, die von dem Kanalwasser mit äußerst geringer Geschwindigkeit durchflossen werden. Bei der mechanischen Kläranlage zu Kassel wurden fünf nicht überdeckte Becken von 40 m Länge, 4 m Breite und 3 m Tiefe nebeneinander angeordnet, während man in Hannover zwei Probebecken von 50 bzw. 75 m Länge, 3 m Breite und 2 m Tiefe herstellte.

[82]) In der Schweiz. Bauz. 1890, Bd. XV, S. 96 wird in dem Aufsatz: »Zur Frage der Reinigung der Abwässer« eine 75 cm dicke Schicht aus Schlackenteilchen und Asche empfohlen, bei der sich die gröberen Teile unten, die feineren dagegen oben befinden.

Dr.-Ing. RUDOLF SCHMEITZNER hat in seinen »Grundzügen der mechanischen Abwässerklärung«[83]) die einzelnen Teile einer mechanischen Kläranlage, wie Gitteranlagen, Rechen, Siebe, Schlamm- und Sandfänge usw., sowie außerdem ein neues, rein mechanisches Klärverfahren, die Abwässerklärung nach System KREMER, eingehend besprochen. Bei der letzteren, so führt der Verfasser aus, tritt das Abwasser in einen kastenförmigen Apparat ein, in dem es durch eingebaute Tauchwände gezwungen wird, sich auf und nieder zu bewegen, wobei es die Fettstoffe an der höchsten, die Schlammstoffe dagegen an der tiefsten Stelle ausscheidet.

Eine Verbesserung dieser Apparate wurde dadurch erreicht, daß sie eine geneigte Sohle erhielten, auf welcher der unten sich sammelnde Schlamm seitwärts in eine Kammer abfließt, wo er durch einen Ofen oder eine mit Dampf beschickte Rohrschlange angewärmt wird. Dadurch erreicht man, daß auf dem Boden der Kammer nur reiner, mit Vorteil zu Aufschüttungen verwendbarer mineralischer Schlamm, Sand und Kies zurückbleibt, während die organischen Teile in die Höhe steigen und oben entfernt werden können.

Eine weitere Verbesserung wird dadurch beabsichtigt, daß die bis jetzt aus Holz hergestellten Apparate nun aus Mauerwerk oder Beton ausgeführt werden sollen, wobei der Schlamm auf einer geneigten Sohle nach einer für mehrere Apparate gemeinsamen Kammer abfließt.

Die Bedienung dieser Apparate ist so einfach, daß ein Arbeiter bis zu 12 Apparate bedienen kann, wobei Fett und Schlick oben abgefischt, der mineralische Schlamm jedoch in Betriebspausen durch Bagger herausgefördert wird.

ε) *Die chemisch-mechanische Klärung* erfolgt dadurch, daß dem Abwasser, nachdem es durch Sandfänge, Gitter oder Siebe geflossen und dort von den gröberen Sinkstoffen befreit wurde, meistens Ätzkalk, daneben aber auch Eisensalze, Eisenchlorid und schwefelsaure Tonerde zugesetzt werden, welche auf die gelösten Bestandteile niederschlagend und zugleich tötend auf die im Abwasser enthaltenen Kleinwesen einwirken. Die entstehenden Niederschläge reißen die schwebenden Beimengungen mit zu Boden und bewirken dadurch die eigentliche Klärung.

Die vorteilhafteste Form der Klärbecken ist die quadratische. Als geringste Tiefe sind 1,25 bis 1,5 m, wenn jedoch das Abwasser einen hohen Prozentsatz von Schwebestoffen enthält, 1,75 bis 2,5 m anzunehmen. Becken für Durchflußbetrieb müssen eine langgestreckte Form und ein Sohlengefälle von 1 : 100 bis 1 : 25 erhalten.

Da aber Klärbecken einen großen Raum erfordern, ihr Frostschutz schwierig ist und die alle 5 bis 10 Tage nötige Herausnahme des Schlammes eine Betriebsunterbrechung verursacht, so werden an deren Stelle auch Klärbrunnen und Klärtürme ausgeführt, bei denen die Schlammbeseitigung stetig und ohne Betriebsstörung durch Pumpen oder Bagger erfolgen kann. Doch muß bei diesen Behältern die Durchflußgeschwindigkeit kleiner als im Klärbecken, d. h. 1 bis 3 mm gegenüber 4 bis 6 mm sein.

Bei genügend verlangsamtem Durchfluß werden in den Klärbrunnen und Klärtürmen größere Mengen von Schwebestoffen und Keimen ausgeschieden als in Becken, und zwar von ersteren bis zu 90%, von letzteren 70 bis 90%. Die Brunnen werden 3 bis 9 m tief, mit meistens zylindrischem 4 bis 50 qm großem Querschnitt, die Klärtürme dagegen 8 bis 10 m hoch aus Eisen hergestellt.

ζ) *Ausgeführte Kläranlagen*[84]). Die Kläranlage von Köln besteht zuerst aus einem Grobsieb von 20 cm Stababstand, das etwa ankommende große Schwimmkörper

[83]) »Fortschritte d. Ing.-Wissensch.«, 2. Gruppe, 16. Heft, Leipzig 1908.

[84]) Vgl. die bei der Bearbeitung dieses Abschnitts benutzte »Assanierung der Städte in Einzeldarstellungen«, herausgegeben von Dr. TH. WEYL, Leipzig 1900 bis 1908.

auffangen soll, täglich einmal nachgesehen und, wenn nötig, von Hand gereinigt wird. Das Kanalwasser gelangt hierauf in einen kleinen Sandfang, in welchem sich die groben Sinkstoffe, wie Steinkohlenteilchen, grober Sand usw. absetzen, welche Stoffe alle paar Tage mit der Baggerschaufel ausgehoben werden. In den die Abwasser weiterleitenden Kanälen sind je ein Grobsieb mit einem Stababstand von 20 mm und ein Feinsieb mit einem solchen von 3 mm aufgestellt, diese werden durch Stahlbürsten, welche über die Siebe leicht hingleiten, fortlaufend gereinigt.

Das durch die Siebanlage von den gröberen Schwimmstoffen gereinigte Abwasser fließt nun gewöhnlich direkt in den Hauptsammelkanal, bei Epidemien jedoch vorerst in ein Klärbecken, wo es eine erhöhte Reinigung erhält und nötigenfalls noch desinfiziert wird.

Von einer chemischen Klärung wurde abgesehen, weil die Vorflutverhältnisse durch den Rhein mit seinen gewaltigen Wassermassen und seinem guten Gefälle sehr günstig sind und weil durch das weit in den Strom hineingebaute Auslaßrohr die Abwasser sofort eine bedeutende Verdünnung erfahren.

Der Sandfang und die Siebanlage sind von einer 28 m langen und 20 m breiten Halle überdeckt. Die Gesamtkosten der Sieb- und Klärbeckenanlage stellten sich auf rund 350000 *M* ohne Berücksichtigung der Kosten für Grunderwerb. Die Betriebskosten sind, ohne Amortisation und Verzinsung des Anlagekapitals, zu 60000 *M* jährlich veranschlagt.

In Zürich wird das Tag- und Schmutzwasser unterhalb der Stadt in die Limmat eingeführt. Wenn auch bei den Aborteinrichtungen das dort angenommene System der beweglichen Abtrittkübel keine vollkommene Trennung der festen von den flüssigen Bestandteilen der Fäkalstoffe zuläßt, sondern im Gegenteil eine große Menge fester Stoffe in die Kanäle geschwemmt wird, so ist bis jetzt, trotzdem eine direkte Einleitung des Abwassers in die Limmat als zulässig erachtet worden, bei einer gegenwärtigen Schmutzwassermenge von 60000 cbm täglich die Selbstreinigung des Flusses bis zu den zunächst in Betracht kommenden Ortschaften unterhalb des Kanaleinlaufs noch eine genügende.

Die Abwasser von Paris werden durch große Sammler unterhalb der französischen Hauptstadt in die Seine geführt, so daß jede Verunreinigung derselben innerhalb von Paris ausgeschlossen ist. Um aber den Fluß auch noch weiter stromabwärts vor den Unreinlichkeiten der Zweimillionenstadt zu bewahren, wird das Kanalwasser, teils in Tunnels, teils in eisernen Rohrleitungen von 1 bis 2 m Durchmesser fließend, mittels großer Rieselfelder gereinigt, auf welche die Abwasser durch zwei Haupt- und eine Neben-Pumpstation gehoben werden, nachdem sie vorher in Reinigungsbecken geklärt wurden. Im Jahre 1900 besaß Paris vier Gruppen von Rieselfeldern, nämlich:

1. Gennevilliers	mit	900 ha
2. Parc agricole d'Achères	»	1000 »
3. Méry-Pierrelaye	»	2150 »
4. Carrières-Triel	»	950 »
	zusammen	5000 ha.

Da auf jedes Hektar Rieselland jährlich 40000 cbm Abwasser gebracht werden, so nehmen die obigen 5000 ha in jedem Jahr 200 Millionen cbm Abwasser auf. Die Kosten für Erwerb usw. dieser Rieselfelder betrugen:

1. für die schon lange in Betrieb befindlichen von Gennevilliers	6000000 fr.
2. für die seit 1895 in Betrieb befindlichen von Achères	15000000 fr.
3. für die seit 1895 neu angekauften Rieselfelder	17000000 fr.
zusammen	38000000 fr.

Zum kleineren Teil werden die Abwasser durch den »Collecteur du Nord« nach St. Denis geführt, wo die »Dérivation de St. Quen« beginnt, ein Doppeltunnel, der das Kanalwasser durch eigenes Gefälle auf die Rieselfelder von Gennevilliers bringt. Der größere Teil dagegen wird durch drei Sammler der Pumpstation von Clichy zugeführt, welche die ankommenden Abwasser auf die Rieselfelder drückt.

Ein Teil derselben gelangt in einer auf der Brücke von Clichy angebrachten Leitung auf die nahen Rieselfelder von Gennevilliers, während der Hauptteil durch das Haupt-Entwässerungsrohr, den Émissaire général, nach der Zwischenpumpstation von Colombes geschafft wird, welche die Abwasser zum zweitenmal hebt. Zunächst fließen diese in eisernen, auf einer Eisenbrücke, dem Pont aquäduct, liegenden Rohren, dann durch den Tunnel von Argenteuil, wo sie den höchsten zu überwindenden Punkt erreichen und von wo sie über eine Brücke auf das rechte Seineufer und weiterhin durch einen, das Tal von Chennevières und die Oise unterschreitenden, 3 m inneren Durchmesser besitzenden Düker und einen 5 km langen Tunnel nach den 950 ha großen Rieselfeldern bei Triel gelangen.

Das oben erwähnte Haupt-Entwässerungsrohr befördert in der Sekunde 9,75 cbm und demnach in einem Tage 842400 cbm. Seine Länge zwischen Clichy und Triel beträgt 28 km und sein Gefälle 0,5 m auf den km. Auf der Brücke Argenteuil besteht der Kanal aus vier Rohren mit je 1,1 m Durchmesser, auf dem Plateau gleichen Namens aus zwei Rohren von je 1,8 m Weite.

§ 43. Schlußbemerkung. In dem Vorstehenden wurde versucht, von der Technik der nach dem sog. Schwemmverfahren angeordneten städtischen Kanäle das Gewöhnliche vorzuführen. Das Gebiet der Entwässerung der Städte ist aber noch größer, und die vergleichsweise selten vorkommenden, noch nicht erwähnten baulichen Anlagen sollen hier wenigstens namhaft gemacht werden. Näheres ist aus dem »Handbuch der Ingenieurwissenschaften«, 3. Teil, 4. Band, zu entnehmen.

Die Endpunkte der Stammkanäle liegen mitunter so tief, daß das Abwasser durch ein Pumpwerk gehoben werden muß, sei es in ein Vorflut darbietendes Gewässer, sei es in ein Klärbecken oder auf Rieselfelder usw. Ein geräumiger Behälter, ein sog. Sandfang, ist gewöhnlich Zubehör eines solchen Pumpwerks.

In fließende Gewässer sollte eigentlich nur genügend gereinigtes Wasser geleitet werden. Wenn dann die Ausmündungsöffnungen nicht hochwasserfrei liegen, werden Hochwasserabschlüsse erforderlich, wobei selbstwirkende Klappen den eine Bedienung erfordernden Schiebern in der Regel vorzuziehen sind.

Die Reinigung des Kanalwassers läßt nicht selten viel zu wünschen übrig. Dann ist an der Mündungsstelle dem Brauchwasser durch eine Rohrleitung ein besonderer Weg derart anzuweisen, daß es stets in strömendes Wasser gelangt. Zu diesem Zweck wird jene Leitung etwas schräg stromabwärts gerichtet und bis in das Niedrigwasserbett geführt.

Zu den Mündungsstellen gehören auch die Mündungen der Notauslässe. Es darf hier auch bemerkt werden, daß die Stellen, woselbst große Notauslässe von den Kanälen abzweigen, sich eigenartig gestalten (s. »Handbuch der Ingenieur-Wissensch.«, a. a. O. S. 179).

Namhafte Schwierigkeiten entstehen bei einem Kanalbau durch die verschiedenartigen Kreuzungen. Bei Kreuzung eines Kanals mit einem fließenden Gewässer kommen vorzugsweise die nebst den Hebern in Abschnitt F, § 33 besprochenen Düker zur Anwendung, deren Versenkung keine leichte Aufgabe ist. Wenn vorhandene Brücken genügende Stützpunkte gewährten, hat man auch Heber für denselben Zweck

verwendet. Bei Kreuzungen von Kanälen mit Eisenbahnen, mit Gasleitungen und mit Wasserleitungen erfordert namentlich die Ausführung nicht selten besondere Sorgfalt.

Wenn die Trennung der Leitungen für das Brauchwasser von den Leitungen für das Regenwasser erst an dieser Stelle erwähnt wird, so ist damit keineswegs gesagt, daß dies sog. Trennverfahren unrichtig oder gar verwerflich sei. Die technischen Einzelheiten sind jedoch im Vergleich mit den Einzelheiten der Schwemmkanäle nicht hervorragend. In Amerika und England sind viele Städte auf Grund des Trennverfahrens kanalisiert; auch bei uns liegt eine stattliche Zahl derartiger Ausfuhrungen vor. Beachtenswert ist, daß kleinere Städte, denen nur geringe Mittel zur Verfügung stehen, eine ausschließliche Herstellung von Brauchwasserkanälen leichter unternehmen können, als das Erbauen von Schwemmkanälen.

IX. Kapitel.

Wasserbau.

Bearbeitet von

Dr.-Ing. **Eduard Sonne,** Geheimer Baurat, Professor i. P. an der Technischen Hochschule zu Darmstadt,

und

Karl Esselborn, Professor an der Landes-Baugewerkschule zu Darmstadt.

(Mit 265 Abbildungen.)

A. Stehende und fließende Gewässer.

§ 1. Einleitung. Die Lehre von der Wasserversorgung und Entwässerung der Städte beruht zum Teil auf Kenntnis der atmosphärischen Niederschläge und des Grundwassers; dasselbe kann von dem gesamten Wasserbau des Binnenlandes gesagt werden. Bei der Bildung der stehenden Gewässer ist das Grundwasser wesentlich beteiligt und die fließenden Gewässer werden zum Teil, mitunter sogar ausschließlich, vom Grundwasser gespeist; sie stehen auch mit jenem in Wechselwirkung, insofern durch ihr Steigen und Fallen Veränderungen der Höhenlage des Grundwassers des angrenzenden Geländes hervorgerufen werden.

Augenfälliger sind die Beziehungen zwischen den atmosphärischen Niederschlägen und den fließenden Gewässern. Weil man durch andauernde Beobachtungen den Zusammenhang zwischen der Größe und Beschaffenheit des Niederschlagsgebiets, der Regenhöhe und den Abflußmengen der Gewässer an verschiedenen Orten ermittelt hat, kann man in gegebenem Falle die letzteren näherungsweise einschätzen. Das ist für verschiedene Wasserbauten, besonders aber bei Brückenbauten, wenn die Abflußmengen bei ungewöhnlichen Hochwassern in Frage kommen, sehr wichtig.

Ein Auszug aus den einschlägigen Untersuchungen würde dem Leser wenig nützen. Es wird genügen, wenn wir auf einige neuere Werke, welche den in Rede stehenden Gegenstand ausführlich behandeln, verweisen.

MATTERN (Ausnutzung der Wasserkräfte, 2. Aufl. S. 67 u. F.) teilt die Ergebnisse zahlreicher Messungen von Niederschlagshöhen und Abflußmengen mit, hebt jedoch hervor, daß man die Sätze, welche für ein Gebirgstal abgeleitet sind, auf ein anderes Tal nur dann anwenden darf, wenn dessen Oberfläche ähnlich gestaltet und der Untergrund ähnlich ist.

TOLKMITT-BUBENDEY (Grundlagen der Wasserbaukunst, 2. Aufl.) haben die Abflußmengen der fließenden Gewässer, insbesondere diejenigen der Elbe bei Tetschen auf S. 57ff. behandelt. Man findet daselbst unter anderm eine Tabelle über die Abfluß-

mengen für 1 qkm des Niederschlagsgebiets bei verschiedenen Wasserhöhen und verschiedener Bodenbeschaffenheit, auch eine Formel von CRAMER, die sich bei Schätzung der Hochwassermengen in manchen Fällen als brauchbar erwiesen hat[1]).

MÖLLER (Grundriß des Wasserbaues, Band II, S. 67) bespricht die maximalen Abflußmengen für 1 qkm Niederschlagsgebiet bei höchstem Hochwasser in freiem Gelände und verweist hierbei ebenfalls auf CRAMER, sodann die minimalen und die mittleren Abflußmengen.

§ 2. Verschiedene Arten stehender Gewässer. Alle auf der Oberfläche des Festlandes vorhandenen stehenden und fließenden Gewässer werden Binnengewässer genannt; sie zerfallen in natürliche und künstlich hergestellte. Zu den natürlichen stehenden Gewässern gehören Sümpfe, Moore und Land- oder Binnenseen, zu den künstlich hergestellten dagegen die Teiche und Sammelbecken.

a) Sümpfe, die der Kultur große Flächen entziehen und durch ihre Ausdünstungen Fieberkrankheiten erzeugen, sind seichte, der Wasserabführung entbehrende, von Pflanzen und schlammigem Boden durchsetzte Gewässer, welche sich bilden, wenn der Spiegel des Grundwassers wagerecht und so hoch liegt, daß dieses, durch die Einwirkung der atmosphärischen Niederschläge steigend, die Bodenfläche bedeckt und sie langsam, aber stetig der mit dem Auftreten von Wasserpflanzen beginnenden Versumpfung entgegenführt.

b) Moore. Im Laufe der Zeit entstehen aus den Sümpfen Moore, auch Brüche oder Moose genannt, zu deren Bildung die alljährlich absterbenden Pflanzen das Material liefern. Die Tiefe der Moore, die oft viele qkm große Flächen einnehmen, beträgt im Gebirge 1 bis 3 m, in Niederungen dagegen 4 bis 12 m.

c) Die Binnen- oder Landseen zerfallen in Flußseen, wenn sie sowohl Zufluß als auch Abfluß haben, in Mündungsseen, wenn nur Zufluß, und in Quellenseen, wenn nur Abfluß vorhanden ist, sowie in Steppenseen, wenn sie, wie einzelne hochgelegene Gebirgsseen, keinen Abfluß und nur unbedeutenden Zufluß haben. Eine große Bedeutung haben die Binnenseen als Verkehrsstraßen, als Speisebecken für schiffbare Binnenflüsse, Kanäle und Wassertriebwerke, sowie für das Aufspeichern erheblicher Hochwassermengen. Ihre Nutzbarkeit wird nicht selten durch Herstellung von Stauwerken an den Ausmündungen erhöht. Die umfangreichsten Seen in Mitteleuropa sind der Bodensee und der Genfer See, die eine Fläche von 540 bzw. 610 qkm bedecken, und deren größte Tiefe 255 bzw. 330 m beträgt.

d) Teiche nennt man im weiteren Sinne des Wortes alle kleineren, mit nahezu stehendem Wasser angefüllten Vertiefungen der Erdoberfläche, welche teils unmittelbar durch die atmosphärischen Niederschläge, teils durch Zuflüsse, oder durch Grundwasser und Quellen gespeist werden. Mit Stauvorrichtungen versehene Teiche dienen der Landwirtschaft zu Bewässerungsanlagen und zur Fischzucht, sowie der Industrie zur Anlage von Wassertriebwerken.

e) Sammelbecken heißen, wie bereits erwähnt, die zur Ansammlung von Wasser dienenden Anlagen, welche von den atmosphärischen Niederschlägen gespeist werden, und deren Wasseraufspeicherung landwirtschaftlichen und industriellen Zwecken, sowie zur Speisung von Schiffahrtskanälen und zur Versorgung von Städten mit Wasser dient. In diesen Becken sammeln sich die atmosphärischen Niederschläge des zugehörigen Niederschlagsgebiets zum Teil. Der Fassungsraum der Sammelbecken beträgt Millionen cbm; ein zur Speisung des Saar-Kohlen-Kanals angelegtes vermag beispielsweise bei einer Oberfläche von 262 ha eine Wassermenge von 7100000 cbm aufzunehmen, während

[1]) Näheres s. Zentralbl. d. Bauverw. 1893, S. 265.

der durch die Talsperre in der Eifel bei Gemünd geschaffene, in der Luftlinie 7 km lange künstliche See einen Stauinhalt von 45500000 cbm aufweist. Das in Angriff genommene Sammelbecken im Edertale wird sogar 220 Millionen cbm Wasser aufnehmen. — Einzelheiten der Sammelbecken sind im VIII. Kap., Abschn. E, § 24 besprochen.

§ 3. Verschiedene Arten fließender Gewässer. Sowohl die natürlichen, als auch die in künstlich hergestellten Betten fließenden Gewässer werden auch Wasserläufe genannt. Die in natürlichen Betten fließenden zerfallen ihrer Größe nach in Rinnen, Bäche, Flüsse und Ströme, die in künstlichen Betten fließenden dagegen in Rinnen, Gräben und Kanäle.

Das Bett eines Wasserlaufs besteht aus einer schwach geneigten Bodenfläche, der Sohle, und zwei stark geneigten Seitenflächen, den Ufern, bei denen man nach der Richtung des fließenden Wassers ein rechtes und ein linkes Ufer unterscheidet. Ein Vertikalschnitt parallel bzw. senkrecht zur Richtung des Wasserlaufs ergibt dessen Längen- bzw. Querprofil. Die vom Wasser benetzte Fläche des letzteren wird oben von der Wasserspiegellinie, unten und zu beiden Seiten von dem sog. benetzten Umfang begrenzt.

a) **Rinnen,** welche auf allen geneigten Bodenflächen entstehen, heißen diejenigen kleinsten Wasserläufe, in denen sich namentlich der nicht versickernde Teil der atmosphärischen Niederschläge ansammelt und dann dem vorhandenen Gefälle entsprechend fortbewegt. Da aber öfters eine regelmäßige Ableitung des Wassers in einer bestimmten Richtung wünschenswert ist, so stellt man auch künstliche Rinnen her, welche je nach ihren besonderen Zwecken mit Be- und Entwässerungsrinnen, Verteilungs- und Sammelrinnen usw. bezeichnet werden.

b) **Bäche** werden von Rinnen und Quellen, nicht selten auch durch Grundwasser gespeist; sie zerfallen in Quellbäche mit wenig wechselnden Wasserständen, in Regenbäche mit von den Regenfällen abhängigen Wasserstandsschwankungen, in Gletscherbäche, die im Winter nur geringe, im Sommer zur Zeit der Eisschmelze aber große Wassermengen abführen, in Wildbäche, die in trockner Jahreszeit häufig ganz versiegen, nach Regengüssen und zur Zeit der Schneeschmelze jedoch stark anschwellen, und in Gebirgsbäche, in denen dauernd Wasser zum Abfluß kommt.

c) **Flüsse.** Aus der Vereinigung von Bächen entstehen Flüsse; diese werden in schiffbare und nicht schiffbare eingeteilt, je nachdem sie umfangreichere Fahrzeuge tragen und dadurch zur Beförderung größerer Lasten dienen können oder nicht. Außerdem unterscheidet man bei den Flüssen je nach ihrer Lage Gebirgs- und Niederungsflüsse, sowie die sich ins Meer ergießenden Küstenflüsse. Während Niederungsflüsse meistens schiffbar sind, ist dies bei Gebirgsflüssen mit ihrem stärkeren Gefälle und ihren schroffer wechselnden Wasserständen nur selten der Fall.

d) **Ströme.** Dadurch, daß Flüsse, von denen die größeren Hauptflüsse, die in diese sich ergießenden kleineren Nebenflüsse genannt werden, sich vereinigen, bilden sich die größten Wasserläufe des Binnenlandes, die in das Meer einmündenden Ströme, welche von den sämtlichen Wasserläufen ihres Gebiets gespeist werden; ihres geringen Gefälles, ihrer meistens breiten und tiefen Betten, sowie ihrer lang anhaltenden mittleren Wasserstände wegen eignen sie sich besonders für die Schiffahrt.

e) **Gräben.** Sowohl die natürlichen, als auch die künstlichen Rinnen führen ihr Wasser teils den größeren Wasserläufen, teils den Gräben zu, die als Ent- und Bewässerungsgräben, Zu- und Abflußgräben, Speise- und Mühlgräben usw. verwendet werden.

f) **Kanäle.** Bei den Kanälen, d. h. größeren Wasserläufen mit künstlich hergestellten Betten, unterscheidet man je nach ihrem Zweck Wasserversorgungskanäle, Ent- und Be-

wässerungskanäle, Werkkanäle und Schiffahrtskanäle. Die Speisung der künstlich hergestellten Wasserläufe, welche bedeutend weniger als die natürlichen den durch die Bewegung der Sinkstoffe und des Wassers, sowie durch dessen Angriff auf das Bett hervorgerufenen Unregelmäßigkeiten ausgesetzt sind, erfolgt meistens durch natürliche Gewässer.

§ 4. Die Speisung der natürlichen Wasserläufe erfolgt durch den Teil der atmosphärischen Niederschläge, welcher nicht verdunstet, oder in Vertiefungen der Erdoberfläche angesammelt und auch nicht durch den Pflanzenwuchs aufgesaugt wird. Das versickernde Wasser gelangt zum Teil als Grundwasser in die Gewässer, zum Teil schlägt es andere Wege ein. Die Speisemenge hängt von den im Abschnitt A des VIII. Kap. erörterten meteorologischen Einflüssen, sowie von der Größe, Gestaltung, Beschaffenheit und geographischen Lage des betreffenden Niederschlags- oder Zuflußgebiets ab. Mit der von der Lage der Wasserscheiden abhängenden Größe der Niederschlagsgebiete wächst im allgemeinen die Niederschlagsmenge und damit auch die Speisemenge der zugehörigen Wasserläufe, mit deren Länge auch die Größe der Niederschlagsgebiete gewöhnlich wächst. So hat z. B. die Mosel bei 525 km Länge ein Niederschlagsgebiet von 29500 qkm, der Rhein dagegen bei 1295 km Länge ein solches von 180385 qkm.

Von Einfluß auf die Speisemenge ist ferner die äußere Gestaltung des Niederschlagsgebiets in bezug auf die Neigung des Geländes, weil, je stärker dessen Gefälle ist, um so rascher die atmosphärischen Niederschläge den Wasserläufen zufließen. Ebenso kommt die Beschaffenheit der Niederschlagsgebiete insofern in Betracht, als durch sie, wie bei felsigem Boden, der Wasserabfluß begünstigt oder, wie z. B. bei bewaldeten Flächen, verzögert, oder auch ein Versickern des Wassers in das Erdinnere herbeigeführt werden kann. Von der geographischen Lage der Zuflußgebiete endlich hängt die Wärme der Luft und damit die Größe der Verdunstung der Niederschläge ab, welche z. B. für Berlin rund 70 cm, für Marseille dagegen 230 cm jährlich beträgt. Die Ungleichartigkeit aller dieser Einflüsse bewirkt, daß das Verhältnis der Abflußmenge zur Niederschlagsmenge ein sehr verschiedenes ist. In Deutschland führen die größeren Flüsse 30 bis 40%, die kleineren 50 bis 80% des jährlichen Niederschlages ab. Sehr große Verschiedenheiten in den Abflußmengen bestehen zwischen den höchsten Anschwellungen und den geringsten Zuflüssen; beide sind für die Wasserbauten bzw. Schiffahrt überaus wichtig.

§ 5. Wechsel des Wasserstands und der Wassermenge.

a) Wechsel des Wasserstands. Da die Regenhöhen eines Niederschlagsgebiets sehr veränderlich sind, so ist auch die Speisung der Wasserläufe eine ungleichmäßige und der Wasserstand, d. h. die Höhenlage des Wasserspiegels, ein so häufig wechselnder, daß er sich nur selten in einer und derselben Höhe, dem sog. Beharrungszustand, erhält. Die wichtigsten Wasserstände sind:

1. Der normale oder gewöhnliche Wasserstand, d. h. ein Stand, der im Jahr ebenso oft überschritten als nicht erreicht wird und sowohl für Regulierungsbauten, als auch für die Schiffahrt von Bedeutung ist.

2. Der mittlere Wasserstand, welcher aus der Höhe aller Tagesbeobachtungen gefunden wird, etwas höher als der normale und besonders für die Wirkung der Regulierungsbauten von Wichtigkeit ist.

3. Der niedrige Sommerwasserstand, aus einer gewissen Gruppe niedriger Wasserstände im Sommer gefunden, ist wichtig für Bauausführungen, sowie für die Schiffahrt.

4. Der absolut niedrigste Wasserstand, welcher bei der Wasserabgabe für Kanäle zu berücksichtigen ist.

5. Der absolut höchste Wasserstand, der bei Anlagen von Deichen, Brücken und sonstigen Bauten zugrunde gelegt werden muß.

Der Wasserstand, welcher an den später zu betrachtenden Pegeln abgelesen wird, nimmt im allgemeinen mit der Vermehrung der Speisemenge zu, mit deren Verminderung dagegen ab, was das Steigen und Fallen des Wassers genannt wird. Ersteres erfolgt gewöhnlich schneller als letzteres, weil durch das meistens plötzliche Auftreten des Regens, sowie der Schnee- und Eisschmelze in kurzer Zeit den Wasserläufen große Speisemengen zugeführt werden, und weil diejenige Niederschlagsmenge, welche erst nach und nach in die Wasserläufe gelangt, das Fallen des Wassers verzögert. Außerdem besitzt das steigende Wasser ein stärkeres Gefälle und demgemäß eine größere Geschwindigkeit, als das fallende, da die Hochwasserwelle in ihrem vorderen Teil steiler als im hinteren ist.

Den Wechsel des Wasserstands erkennt man am besten aus sog. Wasserstandskurven, die sich dadurch ergeben, daß die Beobachtungszeiten als Abszissen und die dabei abgelesenen Wasserstände als Ordinaten aufgetragen werden. Auch die Dauer der verschiedenen Wasserstände ist eine ungleiche. Die höchsten und niedrigsten Wasserstände treten am seltensten, die Mittelwasserstände dagegen, deren längere Dauer für die Schiffahrt günstig ist, am häufigsten auf. Der Niedrigwasserstand zeigt sich gewöhnlich in den trockenen Sommer- und Herbstmonaten, der für die Überschwemmungsgebiete oft nachteilige Hochwasserstand jedoch zur Zeit der Schnee- und Eisschmelze im Frühjahr. Ströme, die Zuflüsse aus Hochgebirgen erhalten, haben aber auch im Sommer mitunter erhebliche Hochwasserstände.

b) Wechsel der Wassermenge. Die Wassermenge, d. h. die in einer Sekunde durch das Querprofil eines Wasserlaufs abfließende Wassermasse, deren Größe von dem Wasserstand, von der Gestalt des Querschnitts und von den dem abfließenden Wasser entgegentretenden Widerständen abhängt, ist einem häufigen, durch die ungleichmäßige Speisung der Wasserläufe hervorgerufenen Wechsel unterworfen. Mit steigendem Wasserstande nimmt die Wassermenge zu, indem sich der Querschnitt vergrößert und die Wassergeschwindigkeit vermehrt. Ebenso ist die mittlere Jahreswassermenge keine gleichbleibende, da in nassen Jahren erheblich mehr Wasser als in trocknen abgeführt wird.

Die beim Nieder-, Mittel- und Hochwasserstand abgeführte Wassermenge wird Nieder-, Mittel- und Hochwassermenge genannt. Der Unterschied zwischen Nieder- und Hochwassermenge ist bei den Wasserläufen am größten, denen die atmosphärischen Niederschläge am schnellsten zufließen und von ihnen am raschesten wieder abgeführt werden. So beträgt z. B. die Nieder- und Hochwassermenge des Neckars bei Heidelberg 32 bzw. 4860 cbm, so daß das Verhältnis beider 1 : 152 ist, während für den Main bei Frankfurt sich 70 bzw. 3400 cbm ergeben und sich demgemäß das Verhältnis zu 1 : 48 berechnet. Das Verhältnis der Nieder- zur Hochwassermenge nimmt gewöhnlich von der Quelle nach der Mündung zu stetig ab. Während z. B. die Nieder- und Hochwassermenge des Rheins bei Kehl 380 bzw. 4685 cbm beträgt und demgemäß sich ein Verhältnis von 1 : 12 ergibt, ändern sich diese Zahlen für den Rhein bei Koblenz in 910 bzw. 7500 cbm, so daß sich das Verhältnis zu 1 : 8 ergibt.

Sind die Wassermengen einer Stelle des Flusses bei verschiedenen Wasserständen bekannt, so läßt sich die einer Parabel ähnliche Wassermengenkurve dadurch konstruieren, daß man die Tiefen des Gewässers als Ordinaten, und die zugehörigen Wassermengen als Abszissen aufträgt[2]).

[2]) J. Schlichting, »Die Wassermassen-Kurve der Memel bei Tilsit« in der Deutschen Bauz. 1875, S. 144.

§ 6. Gefälle und Geschwindigkeit.

a) Das Gefälle. Der Höhenunterschied zwischen zwei Punkten des Längenprofils eines Wasserlaufs heißt das Gefälle, und zwar wird derjenige zwischen zwei beliebigen Punkten absolutes Gefälle, das Gefälle für die Längeneinheit dagegen, d. h. das Verhältnis des Höhenunterschieds zweier Punkte zu deren wagerechtem Abstand, relatives Gefälle genannt. Das Gefälle der Wasserläufe ist im allgemeinen von der Gestaltung der Erdoberfläche abhängig und demgemäß im Gebirge stärker als im Hügelland und dort wieder größer als im Flachlande. Daher zeigen die Längenprofile der von dem Gebirge nach dem Flachland oder dem Meere fließenden Wasserläufe im wesentlichen eine von der Quelle nach der Mündung zu flacher werdende, doch keineswegs stetig verlaufende Kurve.

Änderungen des Gefälles sind gewöhnlich da am größten, woselbst natürliche Erhebungen in dem Bett des Wasserlaufs vorhanden sind, die, wie Stauwerke wirkend, das Gefälle oberhalb ermäßigen, dasjenige unterhalb dagegen verstärken. In ähnlicher Weise wirken die in den Wasserläufen oft zahlreich vorhandenen Sinkstoffbänke, welche, wenn sie beweglich sind, periodische Gefällewechsel erzeugen. Auch der Wechsel der Wasserstände und der Wassermenge verursacht Änderungen in dem Gefälle eines Wasserlaufs. Im allgemeinen ist die Gefällekurve bei Niederwasser ungleichmäßiger als bei dem geringe Gefälleverschiedenheiten ausgleichenden Hochwasser.

b) Die Geschwindigkeit der natürlichen Wasserläufe ist das Maß für die infolge des Gefälles entstehende Bewegung des fließenden Wassers. Nach dem Gesetz des Falls der Körper würde diese eine stetig zunehmende sein, wenn nicht die Geschwindigkeitszunahme oder Beschleunigung durch die Widerstände in den Wandungen des Betts und in den durch dessen Unregelmäßigkeit hervorgerufenen Wasserbewegungen mehr oder weniger aufgezehrt würde. Die Geschwindigkeit eines Wasserlaufs ist eine sehr verschiedene, weil die unregelmäßige Gestaltung des Betts einen häufigen Wechsel des Gefälles und eine Änderung der Widerstände veranlaßt. Beispielsweise ist die Geschwindigkeit des Rheins bei mittlerem Wasserstande zu Mannheim 1,50 m, am Bingerloch dagegen 3,42 m.

Im allgemeinen ist der Einfluß des Gefälles auf die Geschwindigkeit um so größer, je geringer die Widerstände sind. Aus diesem Grunde ist die Geschwindigkeit eines tiefen und breiten Wasserlaufs, bei dem die Unregelmäßigkeiten des Betts der großen Wassermenge gegenüber nur wenig zur Geltung kommen, wesentlich größer, als in flachen und schmalen Wasserläufen. Daß jedoch das Gefälle den größten Einfluß auf die Geschwindigkeit des Wassers ausübt, geht daraus hervor, daß die Geschwindigkeit der Wasserläufe im Gebirge, trotz ihrer dort meistens vorhandenen geringeren Breite und Tiefe größer ist als im Hügelland, und hier wieder größer als im Flachlande.

Meistens ist die Geschwindigkeit, des Luftwiderstands wegen, nahe unter dem Wasserspiegel am größten, dagegen an der Sohle des Betts am kleinsten. Die größte Geschwindigkeit in einem Querschnitt findet sich da, wo die größte Wassertiefe vorhanden ist, die kleinste dagegen an der Stelle der geringsten Wassertiefe. In der Regel liegt dort, wo in einem Wasserlaufe die größte Geschwindigkeit vorhanden ist, die tiefste Rinne, welche die Stromrinne und bei schiffbaren Flüssen Talweg oder Fahrrinne genannt wird; in geraden, sowie wenig gekrümmten Strecken schlängelt sich der Talweg, in Krümmungen verläuft er dagegen nahe dem konkaven Ufer.

§ 7. Die Schleppkraft des fließenden Wassers. Mit dem Gefälle des Wassers wächst dessen Geschwindigkeit, somit auch die lebendige Kraft und die Wirkungen des Anprallens des Wassers an ruhende feste Körper. Wenn es sich aber darum handelt,

die durch die lebendige Kraft des Wassers in Bewegung gesetzten Körper in gleichförmiger Bewegung zu erhalten, kommt nachstehendes in Betracht.

Nach dem Gesetz der schiefen Ebene ist die schiebende Kraft K eines Wasserkörpers mit Gewicht G gleich der Seitenkraft des Gewichts. Bei einem Gefälle $J = \frac{h}{l}$ ist somit $K = J \cdot G$. Für eine Tiefe t des Wassers ergibt das auf 1 qm Grundfläche

$$K = 1000 \cdot J \cdot t \text{ kg/qm.} \tag{1}$$

Das ist also die Kraft, mit welcher eine Wassersäule von 1 qm Grundfläche bei gleichförmiger Bewegung stromabwärts strebt. KREUTER nennt diese Kraft in Anschluß an französische Ingenieure die Schleppkraft des fließenden Wassers; sie ist bedingt nicht allein durch das Gefälle, sondern auch durch die Wassertiefe.

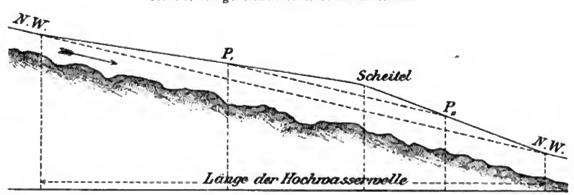
Wenn beispielsweise im Gebirge ein wildes Gewässer bei gewöhnlichen Wasserständen eine Wassertiefe von 3 m und ein Gefälle von $\frac{1}{30}$ hat, ist dessen Schleppkraft $K = 1000 \cdot \frac{1}{30} \cdot 3 = 100$ kg/qm. Zwischen Mainz und Bingen hat der Rhein aber ein kilometrisches Gefälle von nur 0,23 m, bei starken Anschwellungen hat er eine größte Wassertiefe von etwa 9 m. Hieraus folgt $K = 1000 \cdot 0{,}00013 \cdot 9 =$ (rund) 1,2 kg/qm. Man sieht, daß die Schleppkraft der Gewässer zwischen weiten Grenzen schwankt.

ENGELS hat beachtenswerte Versuche über die Wirkungen dieser Kraft angestellt[3]; er sagt unter anderm: »Unsere Versuche haben nachgewiesen, daß die »Räumungskraft« lediglich durch die örtliche Wassertiefe und das örtliche Gefälle bedingt und daß sie unabhängig ist sowohl von der mittleren, als auch von der Sohlengeschwindigkeit. Der Ausdruck $K = \gamma \cdot t \cdot J$ wird nach meiner Überzeugung in Zukunft die wichtigste Grundlage für fluß- und seebauliche Entwürfe bilden, bei denen es sich um die Räumungskraft der Strömung handelt.«

Um die theoretische Untersuchung der Schleppkraft und ihrer Folgen hat sich namentlich KREUTER verdient gemacht. Seine Mitteilungen betreffen unter anderm die Geschiebeabfuhr, also die Menge der Sinkstoffe, die durch eine gegebene Schleppkraft in Bewegung erhalten werden, und die zweckmäßigsten Querschnitte (die sog. Normalprofile) geschiebeführender Flüsse[4].

Von den sonstigen zahlreichen Anwendungen des Schleppkraftgesetzes sei hier nur die nachstehende angeführt. Auf S. 359 ist bereits erwähnt, daß steigendes Hochwasser ein stärkeres Gefälle hat, als fallendes. Der Längenschnitt einer Hochwasserwelle gestaltet sich demnach so, wie Abb. 1[5]) zeigt: Der Scheitel der Welle liegt nicht in ihrer

Abb. 1. Längenschnitt einer Hochwasserwelle.



[3]) Zentralbl. der Bauverw. 1908, S. 105. Versuche über die »Räumungskraft« des fließenden Wassers.

[4]) »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, III. Teil, 6. Bd., S. 14 u. 30.

[5]) Die Abb. 1 bis 4, 10, 12, 15, 17 bis 19, 26, 35, 39, 40, 46 und 67 sind den »Elementen des Wasserbaues« von SONNE und ESSELBORN, Leipzig 1904, entnommen.

Mitte, sondern mehr stromabwärts, und unterhalb des Scheitels ist das Gefälle des Hochwassers stärker, als oberhalb. Hieraus folgt, daß bei steigendem Hochwasser die Schleppkraft des Wassers größer ist, als bei fallendem, und weiter, daß bei steigendem Wasser die Geschiebe sich massenhaft in Bewegung befinden, besonders an den tiefsten Stellen des Flusses. Wenn jedoch das Hochwasser verläuft, vermindert sich die Schleppkraft, die Geschiebe kommen nach und nach zur Ruhe, und zwar besonders da, wo die Wassertiefen kleine sind. Hieraus ergibt sich, weshalb tiefe Stellen der Flüsse sich im allgemeinen noch mehr vertiefen, während flache Stellen noch flacher werden.

Auch in kleinem Maßstabe macht sich die Schleppkraft geltend. Daß eiförmige Entwässerungskanäle von Sinkstoffen leichter frei bleiben, als solche mit kreisförmigem Querschnitt unter sonst gleichen Umständen, ist, wie bereits erwähnt wurde, hauptsächlich eine Folge größerer Wassertiefe, also einer größeren Schleppkraft.

§ 8. Bildung und Umgestaltung der Wasserlaufbetten. Bei einem vollständigen Flusse, der in einem Hochgebirge beginnt und in das Meer mündet, kann man drei Hauptteile unterscheiden: den oberen Lauf mit dem Quellgebiet. den mittleren Lauf und den unteren Lauf mit dem Mündungsgebiet. Da im Gebirge die Gefälle stark sind, ist in den Wassern der Gebirgsschluchten die Schleppkraft sehr mächtig; die Folge davon ist, daß die sog. Wildbäche sich tiefer und tiefer einfressen, wobei nicht selten Teile der anschließenden Abhänge unterwaschen werden und einstürzen. Auch in den von den Wildbächen gespeisten Gebirgsflüssen ist die Ausnagung überwiegend, sie führen deshalb dem Mittellaufe der Flüsse große Mengen von festen Stoffen zu, wenn diese nicht von einem See ganz oder zum Teil aufgenommen werden.

Der Mittellauf der Flüsse zeigt in der Regel bei geringerem Gefälle eine ermäßigte Schleppkraft, so daß daselbst die namentlich bei Hochwassern aus dem Gebirge ankommenden Geschiebe und sonstigen Sinkstoffe meistenteils zur Ruhe kommen. Hierdurch sind die unteren Teile der vormals sehr tiefen Täler im Laufe von vielen Tausenden von Jahren ausgefüllt und es haben sich T a l s o h l e n gebildet, die noch heute, solange die Umgebungen des Flusses sich im Naturzustande befinden, durch Auflandung allmählich erhöht werden. Im übrigen wechseln im Mittellaufe der Flüsse Auflandungen und Ausnagungen miteinander ab.

An den Unterlauf der Flüsse, woselbst die Schleppkraft noch mehr erlahmt, schließen sich die Mündungsgebiete an. Diese gestalten sich verschieden, je nachdem Flut und Ebbe des Meeres (wie beispielsweise in der Ostsee) unbedeutend, oder aber, wie in der Nordsee, kräftig sind. In Strommündungen mit schwacher Meeresflut pflegen die Auflandungen zu überwiegen. Wenn aber in die Mündungen mit starker Flut bei steigendem Außenwasser große Wassermengen in den Flußschlauch ein- und bei Ebbe wieder austreten, ist jenes weniger der Fall. Die vom Hochwasser überströmten Gelände der Mündungsgebiete sind im Naturzustande stets der Auflandung unterworfen.

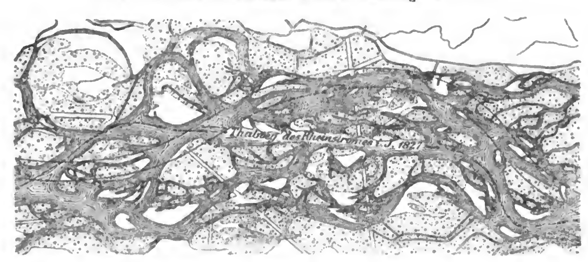
Einzelheiten der Vorgänge in den Mündungsgebieten und in den Quellgebieten entziehen sich einer Besprechung an dieser Stelle. Wir müssen uns darauf beschränken, einige wichtige, wiederholt vorkommende Erscheinungen im Oberlauf und Mittellauf der Flüsse etwas näher ins Auge zu fassen.

Die Gewässer der Talsohlen waren vormals anders beschaffen als jetzt. Wenn das Gefälle des Flusses erheblich war, fand man nach Ablauf eines Hochwassers zwischen Kies- und Sandfeldern oft ein verschlungenes Gewirre von Wasserläufen, das vom nächsten Hochwasser umgestaltet wurde. Ein derartiger Zustand hat sich am Oberrhein bis in das vergangene Jahrhundert erhalten; Abb. 2 macht ihn anschaulich. In den Talsohlen der Flüsse mit schwächerem Gefälle war die Unordnung weniger groß, aber

verschiedene, geschlängelte Flußarme mit fortwährend sich ändernden Betten waren auch dort die Regel.

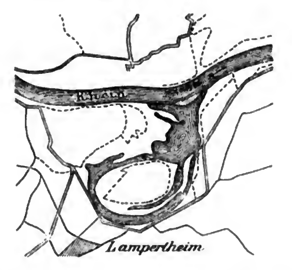
Diese Änderungen erklären sich hauptsächlich durch die Art und Weise, wie Flußkrümmungen in aufgeschwemmtem Boden durch strömendes Wasser angegriffen werden.

Abb. 2. Rheinstrecke in der Nähe der Stadt Neuenburg. M. 1 : 80000.



Es zeigt sich, daß in der Gegend des Scheitels der Krümmungen das einbiegende (konkave) Ufer stets abgenagt wird und daß die Flußsohle sich daselbst stetig vertieft, während gleichzeitig am ausbiegenden (konvexen) Ufer Verlandungen entstehen. Infolge dieses Vorganges verändert der Fluß seine Lage und zwar bei großer Wassermenge und starkem Gefälle mitunter in kurzer Zeit. Wenn nun drei benachbarte Krümmungen *A*, *B*, *C* ihre Betten in angegebener Weise mehr und mehr verändern, kommen die Scheitel der Krümmungen *A* und *C* einander näher und näher, schließlich macht sich das Hochwasser Bahn zwischen *A* und *C*, der Fluß hat nun eine neue Lage. Abb. 3 zeigt eine Strecke des Rheins, woselbst eine solche Verlegung stattgefunden hat.

Abb. 3. Rheinstrecke bei Lampertheim. M. 1 : 100000.



Für die Einzelheiten und die Ursachen der besprochenen Erscheinung müssen wir auf das Handbuch der Ingenieurwissenschaften und auf Möller, Grundriß des Wasserbaues, II. Bd., S. 134, verweisen.

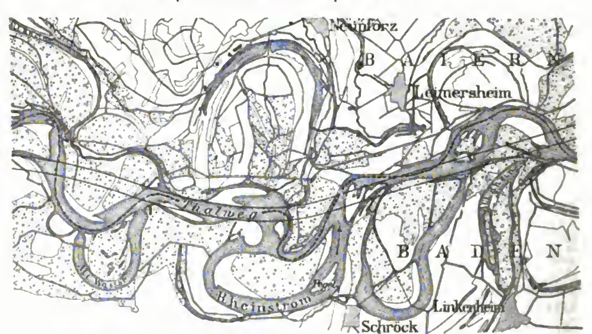
Außer den erwähnten kommen in den Talsohlen noch andere und größere Veränderungen vor. Wenn bei steigendem Wasser der Fluß mit Sinkstoffen überladen ist und die Ufer überströmt, vollziehen sich die Auflandungen in der Regel derart, daß die Sinkstoffe sich größtenteils in der Nähe des Flußschlauchs ablagern, während die entfernteren Stellen der Talsohle ihre Höhenlage im wesentlichen behalten. Dann verlegt der Fluß seinen Lauf nicht selten von einer Seite des Tals nach der andern. Abb. 4 führt dies vor Augen.

Es bedarf eines ausführlichen Nachweises nicht, daß der natürliche Zustand des Oberlaufs und Mittellaufs der Flüsse einer Nutzung des benachbarten Geländes sehr hinderlich

ist. Die Angriffe der Hochwasser des Oberrheins waren an manchen Stellen so stark, daß man Ortschaften aufgeben oder verlegen mußte. Es ist eine der Aufgaben des Flußbaues, den Strömen dauernde Betten anzuweisen. Die künstlich geschaffenen Festlegungen des Mittelwasserbetts des Rheins sind in Abb. 2 und 4 durch einfache Linien angedeutet.



Abb. 4. Rheinstrecke oberhalb Speier. M. 1 : 80000.



§ 9. **Die Sinkstoffe** sind feste, teils in dem Wasser schwebende, teils auf der Sohle des Betts abgelagerte Stoffe, welche durch die lebendige Kraft des Wassers Bewegung erhalten und durch dessen Schleppkraft weiterbewegt werden; der Größe nach werden sie in Geschiebe, Gerölle, Kies, Sand und Schlick eingeteilt. Geschiebe (in engerem Sinne des Worts) sind Steintrümmer, aus denen durch Glätten der Flächen und Abrundung der Kanten beim Gleiten und Rollen Gerölle entsteht, woraus sich durch weiteres Abschleifen Kies bildet, während Trümmer von geringer Größe Sand, und feine erdige Bestandteile Schlick heißen. Im allgemeinen nimmt die Größe der Sinkstoffe von den Quellen nach den Mündungen der Wasserläufe ab, so daß diese im Gebirge hauptsächlich Geschiebe und Gerölle, im Hügellande Kies und im Flachlande Sand und Schlick führen.

Die Entstehung der Sinkstoffe findet sowohl infolge der durch die Wirkung der atmosphärischen Niederschläge und des Frostes, sowie durch chemische Zersetzung vor sich gehenden Verwitterung und Zertrümmerung der Steine, als auch besonders infolge der Wirkung des fließenden Wassers statt, wobei durch Uferabbrüche, Sohlenvertiefungen und Bodenabwaschungen den Wasserläufen viele Sinkstoffe zugeführt werden.

Aus dem Umstand, daß der Ausdruck für die lebendige Kraft des Wassers $\frac{M \cdot v^2}{2}$ die Masse M in der ersten, die Geschwindigkeit v aber in der zweiten Potenz enthält, geht hervor, daß das Beginnen der Bewegung der Sinkstoffe wesentlich von der Geschwindigkeit des Wassers abhängt. Kies bis zur Erbsengröße bewegt sich z. B. bei einer Geschwindigkeit von 0,75 m, während Steine bis zu 1 kg Gewicht bei 1,59 m Geschwindigkeit in Bewegung kommen[6].

[6]) »Die Bewegung der Geschiebe des Ober-Rheins« in der Deutschen Bauz. 1883, S. 332.

Die Art der Fortbewegung der Sinkstoffe hängt hauptsächlich von deren Größe ab; die feinsten Sinkstoffe werden im Wasser schwimmend und annähernd mit dessen Geschwindigkeit fortgeführt, während dies bei dem Sande nur bei größerer Wassergeschwindigkeit der Fall ist. Wenn Geschwindigkeit und Schleppkraft nachlassen, so sinkt der Sand auf die Sohle nieder, wo er entweder noch eine rollende und gleitende Bewegung annimmt oder liegen bleibt. Diese Ablagerung des Sandes erfolgt hauptsächlich an konvexen Ufern oder in der Mitte des Betts, wenn sich dieses sehr erweitert. Im ersten Falle bilden sich Uferbänke, im zweiten Mittelfelder, die bei fallendem Wasser über dieses hervortreten.

Die Menge der Sinkstoffe eines Wasserlaufs ist sehr veränderlich, weil sie von den Wasserständen, Uferabbrüchen und baulichen Anlagen beeinflußt wird, nach den angestellten Ermittelungen jedoch eine sehr beträchtliche. So werden beispielsweise nach Untersuchungen im Mississippi jährlich 180 Millionen Kubikmeter Sinkstoffe dem mexikanischen Golf zugeführt.

§ 10. Eisstand und Eisgang. Eisstand ist der Zustand der Wasserläufe, in welchem sie eine Eisdecke tragen, deren Aufbrechen und Fortbewegen Eisgang genannt wird. Während die Eisdecke stehender Gewässer eine regelmäßige und ebene Oberfläche zeigt, besteht sie in Wasserläufen aus unregelmäßig neben- und übereinander geschobenen Eismassen, weil hier die Eisbildungen unter dem Einflusse der Strömung erfolgt.

In fließenden Gewässern entsteht festes, sog. Saumeis zuerst an den Wandungen des Bettes am Wasserspiegel, weil sich die Eiskristalle an rauhen, festen Körpern, wie Ufern, Brückenpfeilern u. dgl. schneller bilden, als in dem Wasser selbst. Wird dieses Saumeis durch Strömung, Wind und Wasserstandswechsel abgebrochen und schwimmend fortgeführt, so nennt man es Treibeis. Sinkt alsdann die Lufttemperatur auf einige Grad unter Null, so bildet sich auf der Sohle der fließenden Gewässer zeitweise Grundeis, welches als poröse Masse zu der Wasseroberfläche aufsteigt. Dieses dann in kleinern oder größern schwammigen Massen abwärts treibende Grundeis verdichtet sich unter dem Einfluß der kalten Luft und vereinigt sich bei gegenseitiger Berührung, sowie beim Zusammentreffen mit Treibeis zu Eisschollen. Stoßen diese auf Hindernisse, so unterbrechen sie, namentlich an den Uferrändern und über Untiefen, ihre Bewegung und bilden, durch den Frost zusammenfrierend, nach und nach eine geschlossene Eisdecke mit sehr unregelmäßiger Oberfläche.

Wenn unter dieser Eisdecke Eisschollen sich anhäufen, so entsteht eine Eisversetzung, aus der sich bei weiterer Zuführung von Eismassen eine den Wasserabfluß beeinträchtigende Eisstopfung bilden kann. Die häufigsten und gefährlichsten Eisversetzungen und Eisstopfungen treten beim eigentlichen Eisgang auf, weil dann die vorhandenen hohen Wasserstände eine schnellere Zuführung und Vermehrung der Eismassen bewirken.

Der Eisgang wird besonders durch höhere Wasserstände veranlaßt, die gewöhnlich im Frühjahr bei dem Schmelzen des Schnees, manchmal aber auch schon während des Winters bei dem Umschlag der Witterung und bei anhaltenden Regengüssen eintreten. Im Gegensatz zu dem Eisstand, welcher zunächst in den, gewöhnlich die geringste Wassergeschwindigkeit aufweisenden Mündungen auftritt und von dort nach der Quelle vorrückt, schreitet der Eisgang im allgemeinen in umgekehrter Richtung vor, weil sich der Wasserstand in den obern Strecken der Wasserläufe mit ihrem größern Gefälle und steilerem Ufergelände am raschesten erhöht, die Eisdecke hebt, von den Ufern ablöst und in einzelne Schollen zerfallen läßt. Durch Regulieren der Flüsse werden die Gefahren des Eisgangs einigermaßen vermindert.

§ 11. Lage- und Höhenplan. Querprofil.

a) **Der Lageplan** eines Wasserlaufs gibt die Horizontalprojektion des betreffenden Flusses und seiner Umgebung in solcher Ausdehnung, daß sich die örtlichen Verhältnisse, soweit dies für die wasserbaulichen Anlagen erforderlich ist, daraus erkennen lassen. Bei den Lageplänen, die gewöhnlich Karten genannt werden, unterscheidet man Übersichts-, Strecken- und Einzelkarten. Die Übersichtskarten umfassen das ganze der Überschwemmung ausgesetzte Niederungsgebiet der betreffenden Wasserläufe und werden je nach dessen Größe im Maßstab 1 : 10000 bis 1 : 100000 hergestellt.

In den im Maßstab 1 : 2500 bis 1 : 5000 zu zeichnenden Streckenkarten sind mehr oder weniger große Teile des Überschwemmungsgebiets mit allen darin gelegenen Gebäuden, Wegen und Straßen, Deichen und Dämmen, Gräben und Bächen, Schleusen und Stauwerken, Pegeln, Brücken, Buhnen und Parallelwerken, Kaimauern u. dgl., sowie mit allen Inseln und den zeitweise über dem Wasser hervorragenden Sinkstoffbänken und Felsen dargestellt. Die Stromrinne oder der Talweg ist durch punktierte Linien anzugeben.

Die bei Aufstellung von Entwürfen für wasserbauliche Anlagen erforderlichen Einzelkarten sind entweder nach den Streckenkarten oder durch besondere Aufnahmen im Maßstab 1 : 500 bis 1 : 1000 anzufertigen, und die zur Bestimmung der Abmessungen der Bauwerke erforderlichen Wassertiefen sind entweder durch eingezeichnete Querprofile oder durch Horizontalkurven unter Abtönung mit blauer Farbe oder auch unter Beifügung der auf Niedrigwasser bezogenen Tiefenzahlen darzustellen. Gewöhnlich werden die Karten so gezeichnet, daß ein die Richtung der Strömung andeutender Pfeil von links nach rechts weist.

b) **Der Höhenplan** eines Wasserlaufs gibt die Abwicklung einer das Flußbett in der Längenrichtung senkrecht durchschneidenden Ebene und enthält sowohl die Ufer-, Wasserspiegel- und Sohlenlinien des Bettes, als auch die Nullpunkte der Pegel, sowie die durch das Nivellement festzustellende Höhenlage aller den Wasserlauf beeinflussenden Gegenstände, wie Wehrrücken, Schleusen, Brücken, Kaimauern, Deichkronen u. dgl. Dabei ist die Quelle links-, die Mündung rechtsliegend anzunehmen, so daß im Höhenplan das linke Ufer zur Darstellung gelangt; soll auch das rechte angegeben werden, so ist dieses durch Farbenton von dem linken zu unterscheiden.

Der Wasserspiegel zeigt sich im Höhenplan als Linien, die gegen den Horizont geneigt sind und das Gefälle darstellen. Große Sorgfalt erfordert die Ermittelung der Gefällelinien des Wasserspiegels bei Niedrig-, Mittel- und Hochwasser, wobei die Höhenlage des Wasserspiegels an beiden Ufern durch Pfähle zu bezeichnen ist, welche in Entfernungen von 200 bis 500 m voneinander am Uferrande bis zum Wasserspiegel eingeschlagen werden. Vor Beginn der Arbeiten ist jedoch bei Wasserläufen, deren Gefälle sich in der Regel mit dem Wasserstand ändert, möglichst der Eintritt von Beharrungszuständen abzuwarten, in denen in gleichen Zeiten gleiche Wassermengen zum Abfluß gelangen. Die an beiden Ufern für den betreffenden Wasserstand so gefundenen Gefällelinien stimmen jedoch öfters nicht miteinander überein, weil der Wasserspiegel am einbiegenden Ufer der Krümmungen höher ansteigt, als an dem ausbiegenden Ufer.

Die Ermittelung der Talweg- oder Stromrinnensohle erfolgt durch Messung der Wassertiefen bei Wasserständen, welche denjenigen des Höhenplans entsprechen, dessen Höhen in Deutschland gewöhnlich auf Normal-Null (N. N.), d. h. auf einen in der Berliner Sternwarte befindlichen Fixpunkt, bezogen werden. Als Längenmaßstab des Höhenplans ist derjenige der zugehörigen Übersichts- und Streckenkarten, der Höhenmaßstab jedoch 10- bis 30mal größer anzunehmen.

c) **Das Querprofil** eines Wasserlaufs, welches sich ergibt, wenn man diesen senkrecht zu seiner Längenrichtung durch eine lotrechte Ebene geschnitten denkt, ist oben von der Wasserspiegellinie, im übrigen von den unregelmäßigen Linien des Flußbetts begrenzt, und auf Grund von Breiten- und Tiefenmessungen stets so darzustellen, daß das linke Ufer links, das rechte dagegen rechts erscheint.

Der Abstand der Querprofile voneinander ist kein regelmäßiger, sondern richtet sich nach der Beschaffenheit des Wasserlaufs; derselbe ist in geraden Strecken größer als in Krümmungen und beträgt das Ein- bis Zweifache der Flußbreite. Außerdem sind an den tiefsten und seichtesten, sowie an den breitesten und engsten Stellen Querprofile aufzunehmen. Die Messungen werden entweder bei niedrigen oder bei mittleren Wasserständen aufgenommen; doch sind sämtliche zusammengehörige Querprofile auf einen bestimmten Wasserstand zu beziehen. Bei Querprofilen, die zum Einzeichnen von Bauwerken dienen sollen, sind die Längen im Maßstab 1 : 500 bis 1 : 1000, die Tiefen dagegen im Maßstab 1 : 50 bis 1 : 100 einzutragen.

Die Breite des Wasserlaufs in einem Querprofil wird mit der Peilleine oder mit Hilfe von Baken und Winkelmeßinstrumenten, die Wassertiefen dagegen werden gewöhnlich alle 5 m von einem Kahn aus mit der Peilstange oder dem Peillot gemessen. Die Peilleine, entweder ein 1 bis $1\frac{1}{2}$ cm starkes Hanf- oder ein 4 bis 6 mm starkes Drahttau, wird in Entfernungen von je 5 m mit Tuch- oder Lederstreifen, oder auch mit Draht umwickelt und von einem Ufer nach dem andern so gespannt, daß sie über dem Wasserspiegel schwebt. Kann die Peilleine wegen zu großer Flußbreite oder der Schiffahrt wegen nicht verwendet werden, so bezeichnet man die Messungspunkte durch in der Richtung des aufzunehmenden Querprofils verankerte Tonnen oder Baken und bestimmt ihre Lage durch Einvisieren von dem Ufer aus, oder man ermittelt den Ort, wo der zum Peilen benutzte Kahn im Augenblick einer jeden Messung sich befindet, durch zwei Winkelmeßinstrumente gleichzeitig von zwei verschiedenen Punkten des Ufers aus.

Abb. 5. Peilstange.



Tiefenmessungen bis zu 6 m Wassertiefe werden mit der Peilstange (Abb. 5)[7], einer runden, mit Zehntelmeter-Einteilung versehenen hölzernen Stange, an deren unterem Ende sich gewöhnlich eine, das Eindringen in den Boden verhindernde hölzerne oder eiserne Scheibe befindet, vorgenommen; die Ablesungen werden in der Regel auf 5 cm abgerundet. Für Messungen in größeren Tiefen verwendet man das Peillot, welches aus einem eisernen Zylinder und der daran befestigten, durch Lederstreifen eingeteilten Lotleine besteht.

Da man mit der Peilstange und dem Peillot, besonders bei starker Strömung, keine genauen Angaben der Tiefen erhält, so werden auch selbsttätige Peilapparate verwendet, bei denen die Hebungen und Senkungen, denen ein über die Flußsohle hingleitender Körper unterliegt, durch ein Gestänge derartig übertragen werden, daß die Ablesung der Wassertiefen an einer Skala möglich ist, oder daß die Auftragung der Sohlenlinie auf Papier selbsttätig erfolgt.

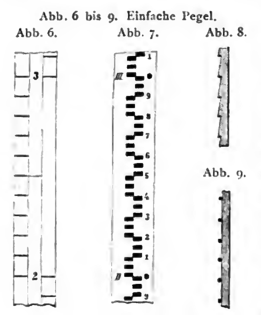
§ 12. Wasserstandsbeobachtungen. Die Beobachtung des Wasserstandes erfolgt gewöhnlich täglich um 12 Uhr mittags, bei schnell sich ändernden, durch Eisgänge oder Gewitterregen erzeugten Wasserständen jedoch mehrmals binnen 24 Stunden. Die Ergebnisse dieser an Pegeln, deren Höhenlage durch in der Nähe befindliche Festpunkte festzulegen ist, vorgenommenen Beobachtungen werden in Tabellen zusammengestellt.

[7]) Die Abb. 5 bis 9, 11, 13 u. 14 sind dem »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, 3. Aufl., Bd. III dem von Professor J. SCHLICHTING verfaßten und bei der Bearbeitung des vorliegenden Abschnitts benutzten Kap. II entnommen.

Zur Vermeidung von Irrtümern, d. h. damit an den Pegeln nur positive Werte abzulesen sind, sollte der Nullpunkt neu anzulegender Pegel stets unter dem bekannten niedrigsten Wasserstand angenommen werden.

Die Pegel, welche an einer gegen Strömung, Eis und Schmutz möglichst geschützten Fläche der Ufermauern, Brückenpfeiler und dergleichen anzubringen sind, werden gewöhnlich senkrecht aufgestellt, wenn nicht geböschte Ufermauern eine schräge Aufstellung und demgemäß eine Teilung des Pegels in verzerrtem, dem Böschungsverhältnis entsprechenden Maßstabe verlangen. Ihrer Anordnung nach unterscheidet man einfache und selbsttätige Pegel.

Abb. 6 bis 9. Einfache Pegel.



a) Der einfache Pegel besteht aus einer hölzernen oder eisernen, in Zentimeter eingeteilten Latte, wobei die Bezeichnung gewöhnlich vom Nullpunkt an aufwärts steigt, so daß bei einem höheren Wasserstand eine größere Zahl von Zentimetern abgelesen wird, als bei einem niedrigeren. Die Teilung des Pegels geht bis zu einzelnen, oder auch nur bis zu je zwei Zentimetern herab. Die Zehntelmeter werden durch eine beigesetzte Zahl (Abb. 7) kenntlich gemacht, wobei die Einteilung der verschiedenen Meter manchmal abwechselnd rechts und links erfolgt (Abb. 6). In Preußen bezeichnet man die Zehntelmeter durch arabische, die Meter durch römische Ziffern. Die einzelnen Teilstriche werden entweder mit Farbe oder besser erhöht vortretend (Abb. 8 u. 9) dargestellt.

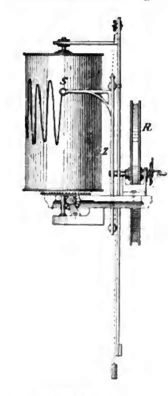


Abb. 10. Selbstschreibender Pegel.

b) Selbsttätige Pegel mit Schwimmer, welche in einem Brunnenschacht verwendet werden, der durch einen Kanal mit dem Wasserlauf in Verbindung steht, ermöglichen ein bequemes Ablesen des Wasserstandes und die selbsttätige Aufzeichnung der Wasserstandskurve (vgl. S. 359). Der aus einem eisernen oder kupfernen Hohlzylinder bestehende Schwimmer trägt entweder eine senkrecht geführte Stange, die durch einen oben angebrachten Zeiger den Wasserstand an einer Skala bezeichnet, oder er ist mit einer leichten Kette verbunden, welche die Hebung und Senkung des Wasserstands auf eine Walze oder ein Räderwerk überträgt, so daß sich auf diese Weise die Ablesung am Zifferblatt der Pegeluhr [8]) vornehmen, oder durch einen Zeichenstift auf einer mit Papier umwickelten, durch eine Uhr gedrehten Trommel die Wasserstandskurve darstellen läßt. Bei dem in Abb. 10 dargestellten selbstschreibenden Pegel hängt der Schwimmer an einer am andern Ende ein Gegengewicht tragenden Kette, welche über die Scheibe R geht, so daß sich diese beim Steigen und Sinken des Schwimmers bewegt. Durch Zahnräder wird diese Bewegung auf eine Zahnstange Z übertragen, die mit einem den Schreibstift S tragenden Arm verbunden ist.

[8]) Vgl. Berg, »Selbstregistrierende Pegeluhr an dem Haupt-Weser-Pegel zu Bremen« in der Zeitschr. f. Bauw. 1870, S. 314 ff.

§ 13. Geschwindigkeitsmessungen. Die Geschwindigkeit, mit der das Wasser in Wasserläufen dahinfließt, wird mit Hilfe verschiedenartig konstruierter Geschwindigkeitsmesser ermittelt, welche teils das Messen der durchschnittlichen Geschwindigkeiten in einer Strecke des Talwegs, teils, was wichtiger ist, die Ermittelung der in beliebigen Punkten eines Querprofils vorhandenen Geschwindigkeiten ermöglichen. Die erstere Messung wird mit Schwimmern, die letztere mit hydrometrischen Röhren, hydrometrischen Flügeln und statischen Strommessern, bei denen der auf Flächen wirkende Wasserdruck unmittelbar gemessen wird, vorgenommen. Die Ergebnisse dieser Geschwindigkeitsmessungen, die jedoch in Querprofilen möglichst gerader, d. h. solcher Flußstrecken vorzunehmen sind, in denen das Bett eine annähernd regelmäßige Gestaltung besitzt, dienen hauptsächlich zur Berechnung der Wassermenge der fließenden Gewässer.

a) Schwimmer. Die Schwimmer sind meistens Oberflächenschwimmer. Beträgt die Entfernung zweier Querprofile eines Flusses voneinander l Meter und die zum Durchschwimmen dieser Strecke erforderliche Zeit t Sekunden, so ist die durchschnittliche Geschwindigkeit in Metern:

$$v = \frac{l}{t} - k, \tag{2}$$

wobei k die zu überwindenden, durch unregelmäßige Wasserbewegung und durch die Luft hervorgerufenen Widerstände, die jedoch meistens vernachlässigt werden, bezeichnet. Dieser Störungen wegen und weil die Länge des durchlaufenen Weges nicht genau zu ermitteln ist, da der Schwimmer sich nicht geradlinig, sondern der größten Strömung folgend fortbewegt, werden bei größeren fließenden Gewässern die Messungen mit Schwimmern nur zur überschläglichen Ermittelung der Wassermenge ausgeführt.

Oberflächenschwimmer können durch jeden Gegenstand, der spezifisch leichter als Wasser ist, dargestellt werden; doch sind Schwimmkugeln (Abb. 11), d. h. blecherne Kugeln von 10 bis 30 cm Durchmesser, am zweckmäßigsten; sie sind mit einem Halse


Abb. 11. Schwimmkugel.


Abb. 12. Das einfache Log.

versehen und so weit mit Wasser gefüllt, daß sie beim Schwimmen nur wenig über den Wasserspiegel emporragen.

Bei Bächen und kleinen Flüssen muß man sich unter Umständen auf Geschwindigkeitsmessungen mit Oberflächenschwimmern beschränken. Beispielsweise sind im Flußgebiete der Wiese (vgl. S. 286) zahlreiche derartige Messungen angestellt worden. Hierbei wurden gerade und regelmäßig gestaltete, etwa 20 m lange Strecken gewählt, nachdem das grobe Geschiebe und sonstige Unregelmäßigkeiten des Betts beseitigt waren. Die Messungen wurden bei möglichst windstillem Wetter vorgenommen. Bei jeder Messung wurde eine größere Anzahl von Schwimmern beobachtet und die kürzeste Schwimmdauer wurde zur Ermittelung der größten Oberflächengeschwindigkeit benutzt. Die Berechnung der mittleren Geschwindigkeit erfolgte nach der Formel von Bazin

$$u = \frac{w_0}{1 + 14\sqrt{a + b : R}}, \tag{3}$$

worin w_0 die größte Oberflächengeschwindigkeit, R die hydraulische Tiefe, a und b Koeffizienten bedeuten, deren Größe von der Rauhigkeit des Flußbetts abhängig ist. Wegen vorhandener Geschiebe setzte man in diesem Falle $a = 0{,}0004$ und $b = 0{,}0007$.

Zu den Oberflächenschwimmern gehört auch das einfache Log (Abb. 12), es besteht aus einem dreieckigen oder quadrantförmigen Brettchen von 25 bis 30 cm Seitenlänge, an dessen Ecken kurze Schnüre befestigt sind, die mit einer längern, durch Knoten mit einer Längeneinteilung versehenen Leine in Verbindung stehen. Aus der Zeit, welche das in der gezeichneten Stellung schwimmende Brettchen zur Zurücklegung einer bestimmten Strecke gebraucht, und der Länge der abgewickelten Leine läßt sich die Geschwindigkeit des Wasserlaufs berechnen.

Neben den Oberflächenschwimmern können auch die selten vorkommenden Tiefenschwimmer und Stabschwimmer (Abb. 13 bzw. 14) erwähnt werden. Die ersteren bewegen sich in einer unter der Oberfläche befindlichen Wasserschicht annähernd mit der dort vorhandenen mittleren Geschwindigkeit, während der aus einer zum Teil mit Schrot gefüllten Blechröhre bestehende Stabschwimmer bis in die Nähe der Sohle reicht und die Durchschnittsgeschwindigkeit anzeigt.

Abb. 13. Tiefenschwimmer.

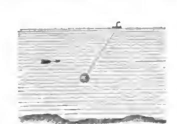


Abb. 14. Stabschwimmer.

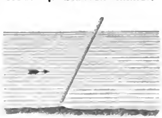
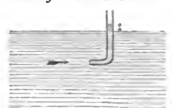


Abb. 15. Pitotsche Röhre.



b) Hydrometrische Röhren. Zu den Apparaten zum Messen der Geschwindigkeit in beliebigen Punkten und Senkrechten der Wasserläufe, gehört die Darcysche Röhre, welche eine Verbesserung der ursprünglichen Pitotschen Röhre (Abb. 15) ist, die in ihrer einfachsten Gestalt aus einem rechtwinklig gebogenen, an beiden Schenkeln offenen Rohre besteht. Wird dieses auf eine beliebige Tiefe derart in das Wasser eingetaucht, daß der wagerechte Rohrschenkel gegen die Strömung gerichtet ist, so steigt das Wasser in dem senkrechten Rohrschenkel so lange, bis die Wasserhöhe k dem Stoße des Wassers das Gleichgewicht zu halten vermag. Aus der gemessenen Höhe k läßt sich dann die Wassergeschwindigkeit v in folgender Weise berechnen. Sind f_1 und f_2 die Querschnitte des horizontalen und senkrechten Rohrschenkels, γ das Gewicht der Kubikeinheit Wasser und g die Beschleunigung der Schwere, so ist der von dem Wasser ausgeübte Stoß gleich

$$f_1 \cdot \frac{v^2}{2g} \cdot \gamma,$$

und das Gewicht der diesem Stoße das Gleichgewicht haltenden Wassersäule berechnet sich zu $f_2 \cdot k \cdot \gamma$. Es muß deshalb die Gleichung bestehen:

$$f_1 \cdot \frac{v^2}{2g} \cdot \gamma = f_2 \cdot k \cdot \gamma,$$

woraus sich ergibt:

$$v = \sqrt{2g \cdot k \cdot \frac{f_2}{f_1}}.$$

Da in dieser Formel, der noch ein Erfahrungsbeiwert beizufügen ist, $\sqrt{2g}$ konstant und $\sqrt{\frac{f_2}{f_1}}$ für jedes Instrument bekannt ist, so kann

$$v = \mu \cdot \sqrt{k}$$

gesetzt werden. Dabei muß der Beiwert μ, welcher sich zwar für einen und denselben Apparat nicht ändert, doch für verschiedene Apparate je nach deren Einrichtungen und

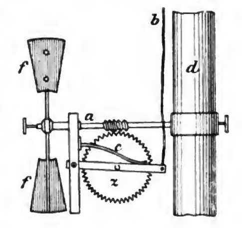
den Abmessungen der Rohröffnungen andere Werte annimmt, durch vergleichende Messungen derselben Geschwindigkeit mit verschiedenen Instrumenten bestimmt werden.

Diese ursprüngliche PITOTsche Röhre, deren Handhabung zwar sehr einfach war, die jedoch infolge der Schwankungen des Wassers in dem senkrechten Rohrschenkel nur ein ungenaues Ablesen des Wasserstands daselbst ermöglichte, wurde im Laufe der Zeit verschiedentlich, so von REICHENBACH und besonders von DARCY, verbessert[9]. Aber auch die DARCYsche Röhre[10], welche besonders zur Messung der Geschwindigkeit nahe am Wasserspiegel geeignet ist, erfuhr nicht unwesentliche Vereinfachungen und Verbesserungen, auf die jedoch Raummangels wegen ebenfalls nicht eingegangen werden kann.

Ferner gehört zu den hydrometrischen Röhren die FRANKsche Röhre[11], welche die Bestimmung der mittleren Geschwindigkeit in einer Senkrechten des Wasserlaufs durch Messung des mittleren hydraulischen Drucks bewirkt.

c) **Hydrometrische Flügel.** Zur Vornahme genauerer Geschwindigkeitsmessungen dient der einer kleinen Windmühle gleichende hydrometrische Flügel, welcher von WOLTMANN erfunden wurde. Abb. 16 führt denselben in seiner ursprünglichen Gestalt vor. An einer horizontalen Welle *a* sind vier kleine Flügel *f* befestigt, die durch den Stoß des Wassers bewegt werden. Mittels eines Zählwerks *z* liest man die Zahl der Umdrehungen ab. Die Leine *b* und die Feder *c* dienen zum Einrücken und Auslösen des Zählwerks. Der Apparat wird bei den Messungen an einer Stange *d* in die gewünschte Tiefe getaucht. Indem man die Zeit an einer Sekundenuhr abliest, wird das Zählwerk durch Anziehen der Leine *b* eingerückt. Nach einiger Zeit löst man das Zählwerk aus, macht den Flügel wasserfrei und liest die Zahl der Flügelumdrehungen ab.

Abb. 16. WOLTMANNscher Flügel.



Das Zählwerk besteht aus einer in die Welle *a* geschnittenen Schraube, die in ein Schraubenrad *z* greift. Bei neueren Apparaten versieht man die Achse des gezahnten Rades mit einem Getriebe und läßt dies in die Zähne eines zweiten, die Umdrehungen des ersten Rades zählenden, eingreifen.

Um die Geschwindigkeit des Wassers aus der Schnelligkeit der Umdrehungen des Flügels zu finden, muß man diesen mit verschiedenen Geschwindigkeiten durch stehendes Wasser ziehen, wobei er sich ebenso verhält, als ob er fließendem Wasser von gleicher Geschwindigkeit entgegengehalten würde. Aus den Geschwindigkeiten v der Versuche und der jedesmaligen Umdrehungszahl n läßt sich für jeden Flügel die Beziehung zwischen v und n und dann umgekehrt aus einer beobachteten Umdrehungsgeschwindigkeit n die dieser entsprechende Wassergeschwindigkeit v berechnen.

Der WOLTMANNsche Flügel leidet jedoch neben andern Mißständen an dem Übelstand, daß er zum Ablesen der Umdrehungszahl nach jeder Geschwindigkeitsmessung aus dem Wasser gehoben werden muß, wodurch Zeitverlust entsteht und Irrtümer vorkommen können. Diese Mängel wurden durch hydrometrische Flügel beseitigt, bei denen der elektrische Strom zur Feststellung der Anzahl von Umdrehungen verwendet und die Zählvorrichtung über dem Wasser angebracht ist.

---

[9] Dr. EB. GIESELER, »Verbesserung der PITOTschen Röhre« in der Zeitschr. d. Ver. deutsch. Ing. 1885, S. 700.

[10] Näheres siehe im »Handb d. Ing.-Wissensch.«, 3. Aufl., Bd. III, Kap. II, S. 144 bis 146.

[11] A. FRANK, »Neue hydrometrische Röhre« in der Deutsch. Bauz. 1888, S. 609ff.

Der wesentliche Vervollkommnungen aufweisende Harlacher sche Flügel (Abb. 17) wird an einem unten in der Flußsohle stehenden und oben an ein Ponton sich anlehnenden Rohr *RR*, in dessen Innern sich das Aufhängeseil *K* befindet, auf- und abwärts bewegt. Das Aufhängeseil läuft über eine am obern Ende des Rohrs angebrachte Rolle *r* und von dieser über eine Trommel mit Kurbel, durch deren Drehung der, zwei genau nach einer Schraubenfläche hergestellte Schaufeln besitzende Flügel *F* beliebig gehoben oder gesenkt werden kann. Bei *H* befindet sich die verschiebbare, unten mit einer runden, das Eindringen in den Boden verhindernden Platte versehene Hülse. Das in einer Klemme *L* befestigte Aufhängeseil enthält zwei elektrische Leitungsdrähte *l*, von denen der Strom nach der Zähl- oder Schreibvorrichtung geht. Die Einsenkungstiefe läßt sich an einem mit der Trommel verbundenen Zifferblatt auf Zentimeter genau ablesen. Ein Längsschnitt in dem Rohr *RR* dient in Verbindung mit einem oben angebrachten Visier dazu, den nicht um das Rohr drehbaren Flügel stets senkrecht zu der Ebene des Querprofils einzustellen. Genaue Ergebnisse lassen sich bei den Messungen nur mittels einer solchen Einstellung erzielen. In Flüssen wechselt die Richtung der Wasserfäden beständig und bei Ermittelung der Durchflußmengen kommen die Komponenten ihrer Richtungen in Betracht.

Abb. 17. Hydrometrischer Flügel von Harlacher.

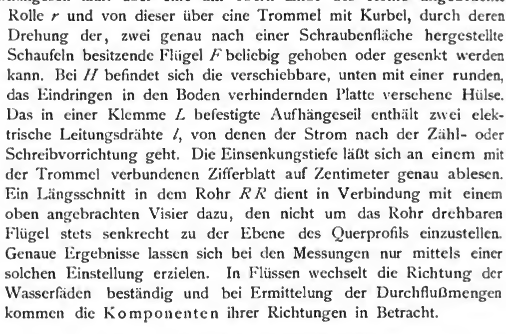


Abb. 18. Schichtenplan der Geschwindigkeiten.

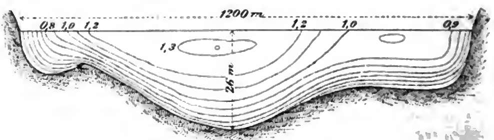
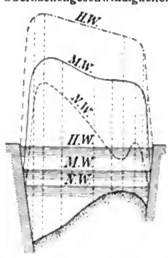


Abb. 19. Kurven der Oberflächengeschwindigkeiten.



Jede Umdrehung läßt sich elektrisch durch einen Chronographen auf einem gleichmäßig bewegten Papierstreifen darstellen; auch kann ein Tourenzähler, oder ein Glockenapparat in den elektrischen Stromkreis eingeschaltet werden, der nach je *n* Umdrehungen ein Glockenzeichen gibt, so daß das Zählen der Umdrehungen ohne Herausnehmen des Flügels aus dem Wasser geschehen kann.

Es empfiehlt sich, in jeder Messungssenkrechten eines Querprofils je 0,15 m unter dem Wasserspiegel und über der Flußsohle, sowie dazwischen in Abständen von 0,30 bis 0,50 m Beobachtungen anzustellen, deren Dauer je 100 bis 200 Sekunden beträgt.

Werden die durch Messung in der Mitte senkrechter, 5 bis 20 m breiter Streifen gefundenen Geschwindigkeiten in die Zeichnung des Durchflußquerschnitts an den entsprechenden Punkten vermerkt und mit Hilfe eingeschalteter Zwischenpunkte Linien gleicher Geschwindigkeit eingezeichnet, so entsteht ein Schichtenplan der Geschwindigkeiten (Abb. 18), der das Verhalten der Strömung, insbesondere die Zunahme und Abnahme der Geschwindigkeiten in den Vertikal- und Horizontallinien des Querschnitts (vgl. § 6) anschaulich macht.

Auch die gemessenen Oberflächengeschwindigkeiten können in einem Querschnitt als Ordinaten aufgetragen und deren Endpunkte miteinander verbunden werden, wie dies in Abb. 19, welche die Kurven der Oberflächengeschwindigkeiten des Rheins bei Germersheim für verschiedene Wasserstände zeigt, geschehen ist.

§ 14. Geschwindigkeitsformeln. Die Bewegung des Wassers in Flüssen ist in der Regel eine ungleichförmige, an anderer Stelle (s. § 29 des Abschn. F des VIII. Kap.) ist dies bereits hervorgehoben. Die Ungleichförmigkeit tritt aber nicht selten so wenig hervor, daß man die Regel für die Bewegung des Wassers in Wasserleitungen bei geeigneten Flußstrecken anwenden darf und solche Strecken sind nicht selten.

Dabei kann man als das R der Grundformel $v = c\sqrt{R \cdot J}$ oft die mittlere Wassertiefe t des Flusses einführen, wie aus dem Nachstehenden hervorgeht: Wenn ein Fluß, dessen Wasserquerschnitt als von einer Parabel begrenzt gedacht wird, beispielsweise 200 m Breite und 6,0 m größte Tiefe hat, ist die Querschnittsfläche $F = \frac{2}{3} \cdot 200 \cdot 6 = 800$ qm und die durchschnittliche oder mittlere Wassertiefe $t = \frac{2}{3} \cdot 6{,}0 = 4{,}0$ m. Als benetzten Umfang u erhält man mit $y = 100$ und $x = 6$ aus:

$$\text{Bogenlänge der Parabel} = y\left[1 + \tfrac{2}{3}\left(\frac{x}{y}\right)^2\right]$$

$2 \times 100{,}25 = 200{,}5$ m. Somit ist $R = \frac{F}{u} = \frac{800}{200{,}5} = 3{,}99$, mit genügender Genauigkeit also $= 4{,}0$ m oder $= t$.

Die oben erwähnten Flußstrecken nennt Bazin »ziemlich regelmäßig und rein«; er empfiehlt, wie auf S. 308 bereits erwähnt ist, für Berechnung der Geschwindigkeitszahlen die Formel:

$$c = \frac{87\sqrt{R}}{\beta + \sqrt{R}} = \frac{87\sqrt{t}}{\beta + \sqrt{t}} \quad \text{mit } \beta = 1{,}30.$$

Von anderen, in großer Zahl vorliegenden Untersuchungen und Beobachtungen soll hier nur nachstehendes aufgenommen werden[12].

Die Ergebnisse ausgedehnter, am Mississippi angestellter Geschwindigkeitsmessungen veranlaßten die Ingenieure Ganguillet und Kutter in die Formel für c das Gefälle J einzuführen; sie setzten:

$$c = \frac{23 + \frac{1}{n} + \frac{0{,}00155}{J}}{1 + \left(23 + \frac{0{,}00155}{J}\right)\frac{n}{\sqrt{R}}} \tag{4}$$

und ermittelten 0,025 als einen für Kanäle in Erde, Bäche und Flüsse geeigneten Rauhigkeitsgrad n. Bei Besprechung der Wasserleitungen haben wir jene Formel nicht erwähnt, weil sie bei hydraulischen Tiefen, die kleiner als 1 sind, mindestens entbehrlich ist.

Hagen hat bei »regelmäßigen, kanalartigen Wasserläufen« auf Berücksichtigung des Gefälles verzichtet; er ermittelte

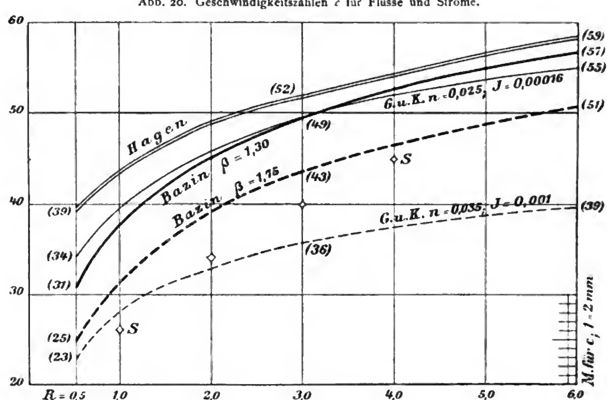
$$c = 43{,}7\sqrt[6]{R}. \tag{5}$$

Aus den genannten drei Formeln haben wir die Geschwindigkeitszahlen c für die hydraulischen Tiefen von 0,5 bis 6,0 berechnet und in Abb. 20 als Ordinaten auf-

[12] Möller (»Grundriß des Wasserbaues«, II. Bd., S. 46ff.) beleuchtet die vorliegenden Formeln in sehr beachtenswerter Weise, bringt auch eine übersichtliche Zusammenstellung verschiedener, durch Messung ermittelter, hydraulischer Tiefen.

getragen. Die entstandenen Kurven sind bezeichnet: bei BAZINs Formel mit einer kräftigen, bei der Formel GANGUILLET und KUTTER mit einer feinen und bei HAGENs Formel mit einer Doppellinie. (Der Wert $J = 0,00015$ ist bei der G.- u. K.-Kurve gewählt, weil dies das Durchschnittsgefälle der Flußstrecken ist, für welche BAZIN $\beta = 1,30$ ermittelt hat.)

Abb. 20. Geschwindigkeitszahlen c für Flüsse und Ströme.



Die Lage der genannten drei Kurven ist nicht erheblich verschieden, jede der zugehörigen Formeln kann somit als brauchbar bezeichnet werden. Die Formel von BAZIN dürfte jedoch am meisten Berücksichtigung verdienen.

Anders liegt die Sache, wenn Sohlen und Ufer größere Widerstände hervorrufen. Für Flüsse »mit steinigen und bewachsenen Wandungen« empfiehlt BAZIN $\beta = 1,75$, während GANGUILLET und KUTTER für Wasserläufe »mit gröberen Geschieben und Wasserpflanzen« $n = 0,03$ setzen. In unserer Abbildung ist die zugehörige BAZINsche Kurve mit einer kräftigen gestrichelten Linie und die einem Gefälle von 0,001 entsprechende G.- und K.-Kurve mit einer feinen gestrichelten Linie gezeichnet. Mit kleinen Sternen sind außerdem die nach SIEDEKs Angaben berechneten Endpunkte für einige c angedeutet[13]).

Die große Verschiedenheit der Ergebnisse der zuletzt genannten Formeln weist darauf hin, daß man eine Regel nur für die Geschwindigkeiten in »kanalartigen« Gewässern aufstellen sollte, und im allgemeinen gilt folgendes:

»Die Bildung einer allen Verhältnissen Genüge leistenden Formel ist wegen Mannigfaltigkeit der Umstände nicht möglich.« »Es wird sich in Zukunft nicht darum handeln, Geschwindigkeitsformeln aufzustellen, die für alle Ströme, Bäche, Kanäle und Gerinne gelten sollen, wohl aber solche, die für den zu bearbeitenden Teil eines Flusses zutreffend sind«[14]).

---

[13]) Vgl. hierzu »Elemente des Wasserbaues«, S. 138.

[14]) TOLKMITT-BUBENDEY, »Grundlagen der Wasserbaukunst«, 2. Aufl., S. 114.



§ 15. Ermittelung der Wassermengen. Hier sollen die Durchflußmengen der Flüsse und Ströme besprochen werden, über die Bestimmung der Wassermengen kleiner fließender Gewässer ist in § 13 des VIII. Kapitels das Wesentliche gesagt. Bei großen Gewässern ist zunächst festzustellen, ob der Wasserquerschnitt einheitlich oder zusammengesetzt gestaltet ist. Das Letztere ist unter anderem bei Überströmung der Talsohlen infolge hoher Wasserstände der Fall. Man zerlegt dann den Querschnitt in einzelne, getrennt zu untersuchende Teile. Im Nachstehenden soll nur von einheitlich gestalteten Querschnitten gesprochen werden.

Bei den in Rede stehenden Ermittelungen muß ein Beharrungszustand des Gewässers vorhanden sein und zuerst sind Form und Größe des Wasserquerschnitts zu untersuchen. Wenn dann planmäßig verteilte Geschwindigkeitsmessungen für diesen Querschnitt vorliegen, kann man darin einen Schichtenplan der Geschwindigkeiten (Abb. 18, S. 372) eintragen. Ein solcher Plan führt die sekundliche Durchflußmenge als einen ständig sich erneuernden Wasserberg vor Augen und die Berechnung dieser Wassermenge erfolgt ebenso, wie die Erdmassenberechnung bei einem mit Schichtenlinien ausgestatteten Hügel; bei den Flächenermittelungen leistet ein Polarplanimeter gute Dienste. Dies ist ein zuverlassiges Verfahren.

Daß man sich unter Umständen auf die Messung der größten Oberflächengeschwindigkeit beschränken darf, ist an anderer Stelle (s. S. 369) bereits erwähnt.

Falls Geschwindigkeitsmessungen nicht vorliegen, ist außer der Größe eines Wasserquerschnitts wenigstens das zugehörige Gefälle des Wasserspiegels festzustellen und eine Berechnung der Durchflußmenge Q vorzunehmen. Bei einer mittleren Wassertiefe jenes Querschnitts $= t$ und einer Breite des Wasserspiegels $= b$ ist $F = b \cdot t$, somit

$$v = \frac{Q}{F} = \frac{Q}{b \cdot t} \quad \text{und} \quad v^2 = \frac{Q^2}{b^2 \cdot t^2}.$$

Die bekannte Grundformel ist $v^2 = c^2 \cdot t \cdot J$ und aus $\frac{Q^2}{b^2 \cdot t^2} = c^2 \cdot t \cdot J$ folgt:

$$Q = c \cdot b \sqrt{t^3 \cdot J}. \tag{6}$$

Wenn das zu untersuchende Gewässer ein »kanalartiges« ist, kann man bei Benutzung dieser Formel die Geschwindigkeitszahlen aus Abb. 20 unmittelbar entnehmen. Die Flußstrecken sind jedoch meistenteils ziemlich unregelmäßig. Wenn dann eine Berechnung der Wassermengen überhaupt zulässig erscheint, liegt das BAZINsche β zwischen 1,30 und 1,75 und man hat zwischen diesen Grenzen ein β unter Berücksichtigung verschiedener Umstände zu wählen, denn die Beschaffenheit der Wandungen des Flußbettes kommt hier nicht allein in Betracht, die verschiedenen Größen benachbarter Wasserquerschnitte, sodann die Krümmungen und die Gefällsverhältnisse wollen auch berücksichtigt sein.

Nicht selten wird nach den Wassermengen der höchsten Hochwasser gefragt. Alsdann kann man mit Hilfe der obigen Gleichung die Skizze einer Wassermengenkurve (s. S. 359) zeichnen. Dies ist schon ausführbar, wenn für einen beliebigen Wasserstand die Wasserspiegelbreite und die Wassermenge durch Messung ermittelt sind[15]. Daß ein derartiges Verfahren lückenhaft ist, bedarf eines Nachweises nicht, aber auch auf andern Wegen, z. B. durch Berücksichtigung der beobachteten stärksten Niederschläge, kann man die obige Frage nur grob annähernd beantworten.

[15]) Näheres siehe »Elemente des Wasserbaues«, S. 141.

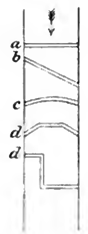
B. Stauwerke.

§ 16. Die verschiedenen Arten der Stauwerke. Unter einem Stauwerk versteht man ein in einem Wasserlauf errichtetes Bauwerk, welches den Wasserabfluß beschränken und hierdurch eine Anstauung des fließenden Wassers bewirken soll, so daß ein Teil der gestauten Wassermenge zum Nutzen der Industrie und Landwirtschaft, sowie der Schiffahrt und Flößerei verwendet werden kann. Die Stauwerke finden zum Betriebe von Mühlen, sowie bei industriellen Anlagen in Verbindung mit Werkkanälen, die das Wasser den Kraftmaschinen zuführen, Verwendung. Bei der Landwirtschaft dienen die Stauanlagen zur Bewässerung der Ländereien, indem zu diesem Zweck das angestaute Oberwasser seitwärts abgeleitet wird. Für die Schiffahrt sind Stauanlagen, welche oberhalb die Tiefe des Wassers vergrößern, dessen Geschwindigkeit dagegen vermindern, von besonderer Wichtigkeit und werden bei der Abzweigung von Kanälen aus Flüssen, sowie bei der Kanalisierung der letzteren angelegt.

Die oberste Linie des Wehrkörpers heißt die Krone oder der Rücken, dessen durch die Seitenwände begrenzte Länge die Breite des Wehrs angibt. Oberhalb des Rückens liegt das Oberwasser, unterhalb das Unterwasser, während zwischen beiden das Fallwasser[16]) sich befindet. Nach der Höhenlage ihrer Krone, nach ihrer Bauart und nach ihrer Lage zur Stromrichtung teilt man die Stauwerke in verschiedene Arten ein. Wird die Krone des Stauwerks nie vom Wasser überströmt, so heißt es Staudamm oder Talsperre, dagegen Wehr, wenn eine Überströmung stattfindet. Je nachdem die Krone über oder unter dem Unterwasser liegt, unterscheidet man ferner Überfallwehre oder vollkommene Überfälle und Grundwehre oder unvollkommene Überfälle.

In bezug auf die Bauart teilt man die Wehre in feste und bewegliche Wehre ein. Bei den festen Wehren, die wieder in hölzerne, halbmassive und massive zerfallen, läßt sich die Stauwirkung nicht willkürlich abändern, während dies bei den beweglichen Wehren möglich ist, weil deren Stauvorrichtungen teilweise oder ganz beseitigt werden können. Von den beweglichen Wehren sind die Schützenwehre, welche auch Schleusenwehre genannt und bei denen die Durchflußöffnungen durch Schütztafeln verschlossen werden, die gebräuchlichsten. Sie heißen Freiarchen, wenn sie dem Hochwasser Abfluß gewähren sollen, und Grundablässe, wenn die Schützöffnungen bis zur Sohle des Wasserlaufs hinabreichen. Je nach den Zwecken, denen die Schleusenwehre dienen, führen sie auch die Namen Stauschleusen, Ent- oder Bewässerungsschleusen, sowie Ein- oder Auslaßschleusen.

Abb. 21. Grundriß der Wehre.



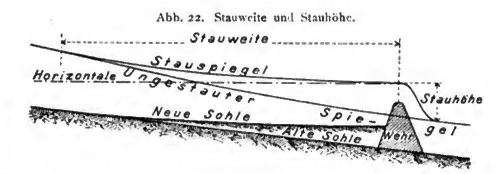
Außer den Schützenwehren gibt es noch verschiedene andere bewegliche Wehre, wie die Dammbalkenwehre, die Nadelwehre, die Klappenwehre, die Trommelwehre und die Walzenwehre. Dabei werden diejenigen Wehre selbstwirkend genannt, welche sich unter der Einwirkung des zunehmenden Wasserdrucks selbsttätig öffnen; doch kann auch das Wiederaufrichten bei abnehmendem Wasserstande selbstwirkend geschehen. Nach ihrer Lage zur Stromrichtung unterscheidet man gerade (Abb. 21a), schiefe oder schräge (Abb. 21b), gekrümmte (Abb. 21c) und gebrochene Wehre (Abb. 21d).

[16]) L. Franzius, »Der Wasserbau« im Handb. d. Bauk., Abt. III, Heft 2, Berlin 1890, S. 80.

§ 17. Wirkung der Wehre. Da die Stauanlagen eine weitgehende Wirkung hinsichtlich der Vorflut, d. h. der Eigenschaft eines Wasserlaufs, die in ihn gelangende Wassermenge ungehindert abzuführen, sowie in bezug auf die Gestaltung des Flußbetts ausüben, so müssen sie derart angelegt und insbesondere ihre Durchflußöffnungen nach Größe, Höhenlage und Einrichtung so angeordnet werden, daß nachteilige Einwirkungen möglichst vermieden werden.

Die unmittelbaren Wirkungen der Wehre reichen jedoch nur bis zur Grenze der Stauweite (Abb. 22), d. h. von der Stauanlage an bis zu demjenigen Punkt oberhalb dieser, wo der gestaute Wasserspiegel sich dem ungestauten so genähert hat, daß der Höhenunterschied beider sehr klein ist. Da die durch das Wehr hervorgerufene Anstauung des Wassers das Durchflußprofil oberhalb der Stauanlage vergrößert, was eine geringere mittlere Geschwindigkeit der abzuführenden Wassermenge und demgemäß ein

Abb. 22. Stauweite und Stauhöhe.



geringeres Wasserspiegelgefälle als in dem ungestauten Wasserlaufe zur Folge hat, so nimmt nach oben hin die Anstauung, welche an dem Wehre gleich dem Höhenunterschied zwischen Ober- und Unterwasser ist und sich mit den verschiedenen Wasserständen ändert, immer mehr ab. Wegen der Krümmung des Stauspiegels über dem Wehrrücken und der Wellenbewegung im Unterwasser ist jedoch die Stauhöhe, als der Höhenunterschied zweier Punkte des Wasserspiegels, die etwas ober- bzw. unterhalb des Wehrrückens liegen, zu messen.

Da die festen Wehre, welche zwar in der Anlage und Unterhaltung am einfachsten und billigsten sind, dagegen unter Umständen die Abführung des Eises erschweren und zu Eisversetzungen führen, das Durchflußprofil des Wasserlaufs dauernd beschränken, so erstreckt sich ihre Stauwirkung auch auf das Hochwasser, dessen Abfluß jedoch durch eine Verlängerung des Wehrs erleichtert werden kann. Wo diese nicht ausreicht, muß neben dem festen Wehr eine dem Hochwasser Abfluß gewährende Freiarche erbaut werden. Ferner bewirken die festen Wehre durch Ablagerung der mitgeführten Sinkstoffe oberhalb der Stauanlage eine nachteilige Erhöhung des Flußbetts (s. Abb. 22) und damit eine allmähliche Hebung des Wasserspiegels, sowie eine Vergrößerung des Staues, weshalb sie mit Grundablässen zu versehen sind, die bei Hochwasser geöffnet werden und zur Abführung früherer Ablagerungen dienen.

Damit nicht oberhalb der Stauwerke ein nachteiliger, andere gewerbliche Stauanlagen, Entwässerungen usw. schädigender Rückstau entsteht, wird die Erlaubnis zur Erbauung von Stauanlagen gewöhnlich an die Bedingung geknüpft, daß eine bestimmte Stauhöhe nicht überschritten wird. Diese zulässige Stauhöhe wird durch die Oberkante eines gewöhnlich in dem Oberwasser eingerammten, aber nicht unmittelbar vor dem Stauwerk stehenden Pfahls bezeichnet, der Merkpfahl, Markpfahl oder Eichpfahl genannt und dessen Höhenlage zur Wehrkrone und zu sonstigen Festpunkten durch Messung festgestellt wird.

§ 18. Stauhöhe und Abfluß. Will man die einer Stauanlage zu gebenden Durchflußöffnungen nach Größe und Höhenlage berechnen, so muß man die von dem Flusse bei verschiedenen Wasserständen, besonders bei dem kleinsten und größten, abzuführenden Wassermengen ermitteln und feststellen, wieviel Wasser durch jede Öffnung abfließt. Diese Berechnungen und die in § 13 des VIII. Kap. besprochene Ermittelung der Wassermengen kleiner fließender Gewässer beruhen beide auf den durch Abb. 12 (S. 259) anschaulich gemachten Gesetzen des Ausflusses des Wassers aus Behältern mit gleichbleibendem Wasserspiegel und es sind hauptsächlich zwei Fälle zu unterscheiden, je nachdem der Abfluß durch eine Mündung oder durch einen Überfall vermittelt wird. In beiden Fällen gilt für Berücksichtigung der Geschwindigkeit des zuströmenden Wassers das hierüber auf S. 261 Gesagte.

a) **Für rechteckige, ganz über dem Unterwasser liegende Mündungen** von der Höhe a und der Breite b, deren Mitte in einem Abstande H unter dem Wasserspiegel liegt, gilt die Formel

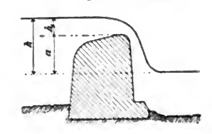
$$Q = \mu \cdot a \cdot b \sqrt{2g \cdot H} \tag{7}$$

so lange, wie der Abstand der Oberkante der Öffnung vom Wasserspiegel größer als deren halbe Höhe ist.

Als Ausflußzahl (Ausfluß-Koeffizient) μ pflegt man 0,60 anzunehmen und zwar auch dann, wenn der Ausfluß unter Wasser erfolgt, obwohl hierbei Verringerung jener Zahl auf etwa 0,55 angezeigt wäre. Die Druckhöhe H ist alsdann gleich dem Höhenunterschiede zwischen Oberwasser und Unterwasser.

b) **Überfallwehre.** In Abb. 23[17]) ist der Abstand zwischen Oberwasser und Wehrkrone mit h_1 bezeichnet, somit lautet die Grundformel für die Ausflußmenge bei langsam zuströmendem Wasser nach Ausweis der Gleichung 4 (S. 261):

Abb. 23. Überfallwehr.



$$Q = \tfrac{2}{3} \mu \cdot b \cdot h_1 \sqrt{2g \cdot h_1} = \tfrac{2}{3} \mu \cdot b \cdot h_1^{\frac{3}{2}} \sqrt{2g}. \tag{8}$$

Hieraus ergibt sich

$$h_1 = \left(\frac{Q}{\tfrac{2}{3} \mu \cdot b \sqrt{2g}} \right)^{\frac{2}{3}}.$$

Die Höhe der Wehrkrone über dem ungestauten Wasserspiegel ist daher:

$$a = h - h_1 = h - \left(\frac{Q}{\tfrac{2}{3} \mu \cdot b \sqrt{2g}} \right)^{\frac{2}{3}}. \tag{9}$$

Als Ausflußzahl μ kann man bei abgerundeter Wehrkrone etwa 0,80 einführen. Das gilt jedoch nur für den mittleren Teil des Wehrs, in der Nähe der seitlichen Begrenzungen (der sog. Wangen) sind die Ausflußzahlen in der Regel erheblich größer.

Wenn die Geschwindigkeit v des Oberwassers berücksichtigt sein will, ist die Wassermenge

$$Q = \tfrac{2}{3} \mu \cdot b \left[(h_1 + k)^{\frac{3}{2}} - k^{\frac{3}{2}} \right] \sqrt{2g}. \tag{10}$$

Hier bezeichnet $k = \frac{v^2}{2g}$ die Geschwindigkeitshöhe des Oberwassers gemessen in einiger Entfernung oberhalb des Wehres.

Durch Verschließen des obersten Teils eines Überfalls verwandelt er sich in eine

[17]) Die Abb. 23, 25, 28 bis 34, 36 und 38 sind dem »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, 3. Aufl., Bd. III, dem von Baurat G. Tolkmitt verfaßten und bei der Bearbeitung des vorliegenden Abschnitts benutzten Kap. III, Absch. I entnommen.

Mündung (Abb. 24). Wenn alsdann h_2 kleiner als $\frac{a}{2}$ ist, erhält man aus Formel 8 ein genaues Ergebnis nicht. Man hat vielmehr die Ausflußmenge aus

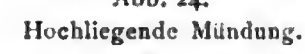
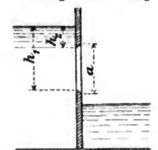


Abb. 24. Hochliegende Mündung.

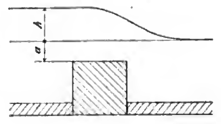


$$Q = \tfrac{2}{3}\mu \cdot b\left(h_1^{\frac{3}{2}} - h_2^{\frac{3}{2}}\right)\sqrt{2g} \qquad (11)$$

zu berechnen.

c) Grundwehre. Da bei den Grundwehren, deren Krone niedriger als das Unterwasser liegt, die Geschwindigkeit des ankommenden Wassers gewöhnlich nicht klein ist, so muß sie in der Regel bei der Berechnung berücksichtigt werden. Denkt man sich die Durchflußöffnung so in zwei Teile zerlegt, daß der eine höher, der andere tiefer als das Unterwasser liegt (Abb. 25), so kann der obere Teil als Überfallwehr und der untere als Mündung unter Wasser berechnet werden. Bezeichnet man die Ausflußzahl für den oberen Teil mit μ_1 und diejenigen für den unteren mit μ_2, so berechnet sich die Wassermenge für den oberen Teil mit:

Abb. 25. Grundwehr.



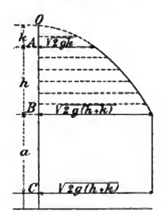
$$Q_r = \tfrac{2}{3}\mu_1 \cdot b\sqrt{2g}\left[(h+k)^{\frac{3}{2}} - k^{\frac{3}{2}}\right],$$

und für den unteren mit:

$$Q_2 = \mu_2 \cdot b \cdot a\sqrt{2g(h+k)}.$$

Die ganze Durchflußmenge ist demnach:

Abb. 26. Durchflußmenge bei Grundwehren.



$$Q = \tfrac{2}{3}\mu_1 \cdot b\sqrt{2g}\left[(h+k)^{\frac{3}{2}} - k^{\frac{3}{2}}\right] + \mu_2 \cdot b \cdot a\sqrt{2g(h+k)}, \quad (12)$$

oder:

$$Q = b\sqrt{2g(h+k)}\left[\tfrac{2}{3}\mu_1 \cdot h + \tfrac{2}{3}\mu_1 \cdot k\left(1 - \sqrt{\frac{k}{h+k}}\right) + \mu_2 \cdot a\right].$$

Abb. 26, in der die Geschwindigkeitslinien (vgl. Abb. 12, S. 259) angedeutet sind, macht die Entstehung dieser Formel anschaulich.

d) Bei Schützenwehren und Grundablässen gestaltet sich der Ausfluß des Wassers je nach dem Stande des Unterwassers verschieden. Für die Berechnung der Wassermengen geben die oben entwickelten Formeln genügende Anhaltspunkte. Bei ziemlich weiten Öffnungen kann man, falls am festen Teile des Wehres kein Vorsprung vorhanden ist, für μ etwa 0,70 annehmen.

Im allgemeinen sind die Ausflußzahlen von zahlreichen Umständen abhängig. Außer der über dem Wehre vorhandenen Wassertiefe kommt in Betracht: die Breite des Wehres, die Querschnittsbildung desselben, namentlich der Wehrkrone, aber auch die des Abfallbodens, ferner die Anordnung der seitlichen Begrenzungen u. a. m. Einstweilen und bis neue Beobachtungen angestellt sind, muß man sich oft mit dem begnügen, was das »Taschenbuch der Hütte« über die Ausflußzahlen bringt. Bei wichtigen Arbeiten sind die Untersuchungen von BAZIN und von FRESE zu Rate zu ziehen[18]). Erwähnt darf

[18]) BAZINS ältere Untersuchungen, s. Ann. d. ponts et chaussées 1891, Nov. Über dessen neuere Untersuchungen macht GRAVELIUS in Zeitschr. für Gewässerkunde 1900, S. 162 Mitteilungen. — FRESE, s. Zeitschr. d. Ver. deutsch. Ing. 1890, S. 1285. — Die Hauptpunkte dieser ausführlichen Arbeiten erörtert MÖLLER, »Grundriß des Wasserbaues«, II. Bd., S. 36.

werden, daß Bazin die übliche Zerlegung des über ein Grundwehr fließenden Wassers in zwei Schichten mit verschiedenen Ausflußzahlen nicht billigt.

Die Grundwehrformel (S. 375) wird für verschiedene Zwecke benutzt, insbesondere auch dann, wenn nicht durch Erhöhung der Sohle, sondern durch seitliche Einschränkung eines Gewässers ein Stau verursacht ist. Das ist namentlich bei Brücken, aber auch bei beweglichen Wehren der Fall. Wenn die letzteren des Hochwassers wegen vollständig geöffnet werden, bleiben einzelne Pfeiler und die über Hochwasser liegenden Teile übrig. In jedem Fall ist zu untersuchen, ob der durch das Bauwerk hervorgerufene Stau innerhalb zulässiger Grenzen bleibt.

Über die in diesem Fall anzuwendenden Ausflußzahlen ist genaues nicht ermittelt, hauptsächlich deshalb, weil Geschwindigkeitsmessungen in großem Maßstabe, ähnlich den Messungen, welche Harlacher in der Durchflußöffnung des Sperrschiffs des Wiener Donaukanals vorgenommen hat, bislang nur vereinzelt vorliegen. Ein Versuch, aus seinen Beobachtungen die Ausflußzahlen für verschiedene Brücken-Lichtweiten und Pfeilerstellungen abzuleiten, ist gemacht[19]). Für die bei seitlicher Einschränkung der Gewässer eintretenden Stauhöhen sei verwiesen auf Tolkmitt-Bubendey, Grundlagen der Wasserbaukunst, S. 134 (Stauhöhe bei Einbauten).

§ 19. Stauspiegel und Staukurven. In Teichen und Sammelbecken sind die sekundlich zu- und abfließenden Wassermengen im Vergleich mit den aufgespeicherten nur geringfügig, der Wasserspiegel ist deshalb im wesentlichen horizontal und den durch die abschließenden Werke erzeugten Stau nennt man einen hydrostatischen. Die Längenerstreckung eines solchen Staues, also die Stauweite, läßt sich aus dem Gefälle der Talsohle und der Stauhöhe leicht berechnen. Wenn die letztere $= h$ und jenes Gefälle beispielsweise $= \frac{1}{100}$, ist die Stauweite $100\,h$.

Erheblich weiter dehnt sich der Stau bei den in fließenden Gewässern erbauten Wehren aus, wenn das zuströmende Wasser ganz oder größtenteils abfließt. Das angestaute Wasser ist alsdann in beständiger Bewegung und diese Bewegung ist eine ungleichförmige. Die Grundzüge der alsdann eintretenden Erscheinungen sind in § 17 bereits erörtert.

Es mag nun ein Fluß angenommen werden, dessen Abmessungen bekannt sind und der beiderseits von lotrechten Mauern begrenzt ist; seine Breite sei gleichmäßig und so groß, daß man überall die hydraulischen Tiefen durch die mittleren Tiefen der Wasserquerschnitte ersetzen darf (vgl. § 14). Unter solchen Umständen genügt hier und im folgenden die Betrachtung der für 1,0 m Breite sich ergebenden Wassermengen.

Bei gewöhnlichem Wasserstande sei die mittlere Wassertiefe in dem nicht gestauten Flusse (somit auch R) $= 0{,}9$ m, dann ist c (nach Bazin mit $\beta = 1{,}30$ berechnet) rund $= 35$. Bei einem kilometrischen Gefälle des Flusses $= 0{,}75$ ($J = 0{,}00075$) erhält man 0,9 m als Geschwindigkeit v und für je 1,0 m Breite des Flusses, weil $F = 0{,}9$ qm, die Durchflußmenge $Q = 0{,}9 \cdot 0{,}9 = 0{,}81$ cbm.

Wenn nun durch ein Wehr eine Stauhöhe von 1,8 m erzeugt wird, ist die Wassertiefe nahe oberhalb desselben $= 1{,}8 + 0{,}9 = 2{,}7$ m (ebenso groß ist R daselbst) und für je 1,0 m Breite des Flusses $F = 2{,}7$ qm, ferner $v = \frac{Q}{F} = \frac{0{,}81}{2{,}7} = 0{,}3$ m. Einem $R = 2{,}7$ entspricht ein c von (rund) 50, und aus $J = \frac{v^2}{c^2 \cdot R} = \frac{0{,}3^2}{50^2 \cdot 2{,}7} \cdot 1000$ erhält man als

[19]) Harlacher, »Die Messungen in der Elbe und Donau«. Leipzig 1881, S. 39. — Sonne, »Beitrag zur Berechnung der Strombrückenweiten«. Wochenbl. f. Arch. u. Ing. 1883, S. 327.

kilometrisches Wasserspiegelgefälle an genannter Stelle 0,0133. In ein solches sehr geringes Gefälle geht nun das kilometrische Gefälle 0,75 des nicht gestauten Flusses nach und nach über, der Längenschnitt des Wasserspiegels des gestauten Wassers (oder kürzer des Stauspiegels) ist somit eine Kurve, die Staukurve.

Eingehende theoretische Untersuchungen über die Staukurven[20]) liegen außerhalb des Rahmens dieses Lehrbuchs, sie haben das gemeinsam, daß die Mittellinie des nicht gestauten Wasserspiegels als Asymptote der zugehörigen Staukurve erscheint; eine genaue Berechnung der Stauweite ist somit von vornherein ausgeschlossen. Man pflegt nun das Ende des Staues, also die obere Grenze der Stauweite, da anzunehmen, wo der Rückstau, d. h. der Höhenunterschied zwischen dem Stauspiegel und dem nicht gestauten Wasserspiegel, nur noch etwa $\frac{1}{100}$ der Wassertiefe des nicht gestauten Gewässers ist.

Bezüglich der den Staukurven verwandten Senkungskurven, welche da entstehen, wo die Sohle eines Gewässers sich stufenartig senkt, sei lediglich auf die Grundlagen der Wasserbaukunst (2. Aufl.), S. 130 verwiesen.

Bei näherem Eingehen auf die Staukurve ist es dienlich, wenn man sich über ihre Lage und über die Stauweite zunächst einigermaßen orientiert. Hierbei kann man als Stauweite versuchsweise das $1\frac{1}{2}$fache der Länge des einer gegebenen Stauhöhe entsprechenden hydrostatischen Staues annehmen. In unserem Fall erhält man aus 1,8 m Stauhöhe und einem Gefälle von 0,00075 eine Länge des genannten Staues von 2400 m, als Stauweite kann man somit versuchweise 3600 m ansetzen.

Abb. 27. Staukurve.

In einer Skizze (s. Abb. 27) verzeichnet man nun die Flußsohle und die Hauptlinien des Wassers unter Anwendung eines vergleichsweise sehr großen Höhenmaßstabes und zeichnet in dem stumpfen Winkel zwischen der ursprünglichen Wasserspiegellinie und der Linie des hydrostatischen Staues eine beliebige Kurve. Weil es sich empfiehlt, die Staukurve (genau genommen, ein Staupolygon) abschnittweise zu berechnen, teilt man jene vorläufig angenommene Länge in gleiche Teile; in unserer Abbildung sind deren neun von je 400 m Länge angedeutet.

Nunmehr sind, und zwar beim Abschnitt *I* anfangend, die Gefälle der einzelnen Sehnen der Staukurve zu berechnen, wobei die mittleren Wassertiefen t_1, t_2, t_3 ... zu Grunde gelegt werden.

$$\text{Da } J = \frac{v^2}{c^2 \cdot R} = \frac{v^2}{c^2 \cdot t} \text{ und } v = \frac{Q}{t}, \text{ ist } J = \frac{Q^2}{c^2 \cdot t^3}. \qquad (13)$$

[20]) Das »Taschenbuch der Hütte« bringt unter »Dynamik flüssiger Körper« die Ergebnisse einer älteren Untersuchung Rühlmanns. — Tolkmitts Theorie findet man in den »Grundlagen der Wasserbaukunst«, 2. Aufl., S. 121. — Vgl. ferner: Danckwerts, »Tabelle zur Berechnung der Stauweiten«. Zeitschr. d. Arch.- und Ing.-Ver. Hannover 1903, S. 257.

Als Q hat man im vorliegenden Falle durchweg 0,81 cbm anzusetzen.

Im Abschnitt I ist $t_1 = 2{,}7 - 0{,}00075 \cdot 200 = 2{,}7 - 0{,}15 = 2{,}55$. Das an dieser Stelle sehr kleine Gefälle des Wasserspiegels darf man vernachlässigen. Einem $t_1 = R_1 = 2{,}55$ entspricht nach Bazin $c = 48$.

Somit:

$$J_1 = \frac{0{,}81^2}{48^2 \cdot 2{,}55^3} = 0{,}000017\,,$$

$CD = 2{,}70 - 0{,}30 + 400 \cdot 0{,}000017 = 2{,}407$ oder genau genug 2,41 und der Rückstau $2{,}41 - 0{,}9 = 1{,}51$.

Auf demselben Wege erhält man für den Abschnitt II:

$$t_2 = 2{,}27,$$
$$J_2 = 0{,}000032,$$
$$EF = 2{,}13 \text{ m und}$$
$$\text{den Rückstau} = 1{,}23 \text{ m}.$$

Im Abschnitt III könnte bei Ermittelung des t_3 das J_2 als Näherungswert eingeführt werden, somit könnte man setzen:

$$t_3 = 2{,}13 - 0{,}15 + 200 \cdot 0{,}000032 = 2{,}13 - 0{,}15 + 0{,}006 = 1{,}99\,.$$

Im weiteren Verlaufe der Rechnung sind aber die benachbarten J in vorstehend angegebener Weise zu berücksichtigen und die Rechnung wird fortgesetzt bis der Rückstau klein genug geworden, bis er also nur wenige Zentimeter beträgt. Berechnung der Stauweite hat im vorliegenden Falle 3100 m ergeben.

In Wirklichkeit ist die Gestaltung der fließenden Gewässer nicht so einfach, wie vorstehend angenommen wurde. Dann ist zunächst die Begrenzung des Wasserspiegels bei einem bestimmten Wasserstande (am besten beim mittleren Sommerwasserstande) in einen Lageplan einzutragen, um die Stellen zu finden, die sich zu Mitten der nun verschieden langen Abschnitte eignen. An diesen Stellen und an den Grenzen der Abschnitte sind Querprofile des Flußbetts aufzunehmen. Ein Höhenplan, in den an allen Hauptpunkten die mittleren Wassertiefen vermerkt sind, ist gleichfalls erforderlich, nicht minder die Bestimmung der bei dem gewählten Wasserstande abfließenden Wassermengen Q. Nach Eintragung des zugehörigen Wasserspiegels erhält man aus den Querprofilen die F und die mittleren Wassertiefen. Der Verlauf der Rechnung gestaltet sich dann ebenso wie im obigen Beispiele. Es handelt sich darum, in den einzelnen Abschnitten die Lage des Stauspiegels unter Berücksichtigung des Stauspiegelgefälles des unterhalb angrenzenden Abschnitts zu ermitteln, nachdem die Geschwindigkeiten abschnittweise annähernd berechnet sind. Das Gefälle des Stauspiegels des untersuchten Abschnitts ergibt sich aus $\frac{v^2}{c^2 \cdot R}$, wobei man statt R meistenteils die mittlere Wassertiefe einführen darf.

Bei einer vollständigen Untersuchung der Anstauungen fließender Gewässer muß man auch das Fallen, besonders aber das Steigen des Wassers berücksichtigen. Dies betrifft auch die Stauhöhe. Unterwasser und Oberwasser steigen nicht gleichmäßig, das erstere steigt vielmehr stärker als letzteres. Beim Steigen des Wassers vermindern sich somit Stauhöhe und Stauweite und aus einem vollkommenen Überfall wird mitunter ein unvollkommener; Grundwehre können bei höheren Wasserständen ganz verschwinden. Die Stauhöhen, welche durch seitliche Einschnürungen entstehen, also beispielsweise die Stauhöhen vor Brücken, nehmen aber bei steigendem Wasser nicht ab, sondern zu.

Es ist noch zu berücksichtigen, daß das Gefälle des anschwellenden Wassers stärker ist, als das Gefälle bei gewöhnlichem Wasserstande und das hat Verminderung der Stau-

weite im Gefolge. Das Gefälle des sinkenden Wassers ist dagegen schwächer als jenes und dementsprechend wächst die Stauweite. Man vergleiche hierzu Abb. 27, S. 381.

Es kommt noch hinzu, daß oberhalb der festen Wehre Ablagerungen von Sinkstoffen stattfinden; infolge der hiermit verbundenen Hebung der Flußsohle hebt sich auch der Stauspiegel.

Wegen der zahlreichen Umstände, welche die Anstauung der Gewässer beeinflussen, gestaltet sich im allgemeinen die Begutachtung von Streitfragen über Benachteiligung infolge entstandenen oder verstärkten Staues zu einer sehr schwierigen Aufgabe.

§ 20. Feste Wehre. Bei den in bezug auf die verwendeten Baustoffe und die Form ihres Querprofils sehr verschiedenen festen Wehren kommt es hauptsächlich darauf an, dem Wasserdruck und den Angriffen des fließenden Wassers Widerstand zu leisten. Nach der Gestalt des Querschnitts unterscheidet man Wehre mit senkrechtem, stufenartigem und geneigtem Abfall- oder Abschußboden.

Die in der Stromrichtung gemessene Stärke des Wehrkörpers muß so groß sein, daß genügende Sicherheit gegen Umkippen durch den Wasserdruck und gegen Unterwaschung vorhanden ist. Auch durch die Wahl der Gründungsart und Fundamenttiefe muß eine Unterspülung verhütet werden, was bei durchlässigem Untergrunde am sichersten durch Spundwände geschieht. Ferner muß jedes Wehr durch Wangen- oder Uferwände, die des starken Wasserangriffs wegen am besten massiv hergestellt werden, einen sichern Anschluß an die Ufer erhalten. Um den Wasserabfluß zu begünstigen, werden die Wangen als Leitwände gewöhnlich so angelegt, daß sie sich von dem Wehrrücken ab flußauf- und abwärts dem Ufer allmählich nähern. Der Wasserabfluß, sowie die Abführung des Eises wird noch weiter dadurch befördert, daß man dem Wehrkörper in der Stromrichtung einen ansteigenden Vorboden und einen abwärts geneigten Hinter- oder Abschußboden gibt.

Von großer Bedeutung für das Wehr ist die sehr dauerhaft herzustellende Krone, welche den Angriffen der Strömung und des Eises widerstehen muß und bei hölzernen Wehren durch einen starken, Fachbaum genannten Balken gebildet wird, während sie bei massiven Wehren im Querschnitt meistens gekrümmt ist. Ebenso wichtig für das Wehr ist die Form des Abschußbodens, weil diese die Bewegung des Wassers unterhalb des Wehrs beeinflußt. Ist der Abfallboden sanft geneigt, so wird das Wehr von dem darüber fließenden Wasser wenig, das Flußbett dagegen infolge der großen Geschwindigkeit des Wassers auf eine längere Strecke stark angegriffen; das letztere ist deshalb durch ein häufig aus bloßer Steinschüttung bestehendes Sturzbett zu sichern. Stellt man jedoch den Abschußboden sehr steil, senkrecht oder stufenförmig her, so wird die lebendige Kraft des Wassers bei dem Herabstürzen auf den Hinterboden zum Teil zerstört, ein fest herzustellendes und genügend weit flußabwärts sich erstreckendes Sturzbett ist aber auch hier unentbehrlich.

Eine tiefe Lage des Sturzbetts unter dem Unterwasser ist empfehlenswert, weil die Angriffe des überstürzenden Wassers durch eine das Bett überdeckende Wasserschicht sehr geschwächt werden. Außer dem die Sohle gegen Auskolkungen schützenden Sturzbett ist jedoch auch eine Deckung der Ufer erforderlich, um deren Abbruch zu verhüten. Am sichersten wird Uferabbrüchen vorgebeugt, wenn man das Unterwasserbett durch eine mäßige, die Angriffe des Wassers auf das Ufer und die Sohle verringernde Ausbuchtung verbreitert.

a) Hölzerne Wehre. Kleine Grundwehre können aus einer zur Sicherung der Fußsohle gegen Ausspülung mit einem Steinwurf versehenen Spundwand (Abb. 28) hergestellt werden. Auch für Überfallwehre genügt unter günstigen Umständen eine Spund-

wand, doch sind meistens deren zwei bis drei vorhanden, zwischen denen sich der Wehrboden befindet (Abb. 29 u. 30). Da indessen die Spundwände nicht immer einen wasserdichten Abschluß bewirken, so besteht der eigentliche Körper der größeren hölzernen Wehre aus Erde, die zu beiden Seiten durch Spundwände und oben durch einen Bohlenbelag gegen Fortspülung gesichert wird.

Bei Wehren mit geneigtem Abschußboden (Abb. 31) wird der Rücken aus einem auf einer Spundwand ruhenden Fachbaum gebildet, an den sich aufwärts der Vorboden und abwärts der Abfallboden anschließt. Der durch Spundwände begrenzte Raum unter

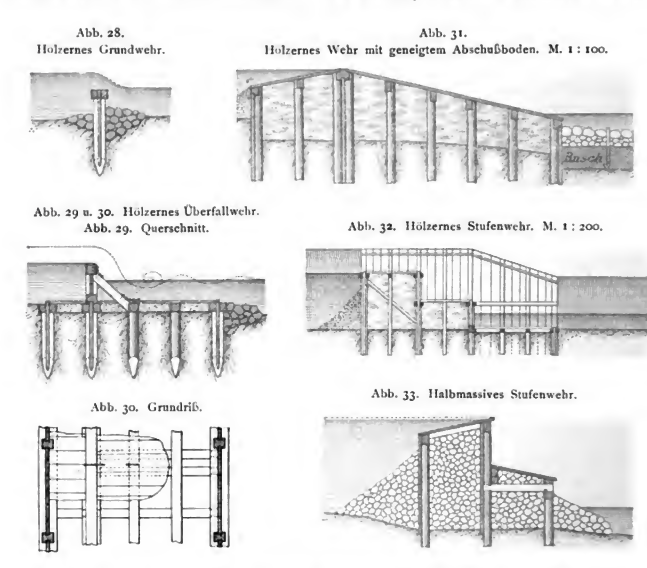


Abb. 28. Hölzernes Grundwehr.

Abb. 31. Hölzernes Wehr mit geneigtem Abschußboden. M. 1 : 100.

Abb. 29 u. 30. Hölzernes Überfallwehr.
Abb. 29. Querschnitt.

Abb. 32. Hölzernes Stufenwehr. M. 1 : 200.

Abb. 33. Halbmassives Stufenwehr.

Abb. 30. Grundriß.

diesen ist zur Erzielung eines wasserdichten Abschlusses mit fest einzustampfendem Ton auszufüllen, der in die Sohle des Flußbetts und wie die Spundwände, deren Fachbäume häufig noch durch daneben gestellte Pfähle unterstützt werden, in beide Ufer eingreifen muß. Der 8 bis 10 cm starke Bodenbelag wird durch Grundbalken getragen, die in 1,3 m Abstand angeordnet sind und auf eingerammten, 1,5 bis 2 m voneinander stehenden Pfählen ruhen. Der Vorboden bedarf nur einer geringen Neigung, während der meistens bis unter das niedrigste Unterwasser reichende Abschußboden eine Neigung von 1 : 3 bis 1 : 6 erhält.

Ein hölzernes Stufenwehr mit vier Spundwänden, aber ohne Vorboden ist in Abb. 32 dargestellt. Der wagerechte Wehrrücken, sowie das Sturzbett ruhen auf je zwei Spundwänden und zwischen diesen auf Grundbalken, die durch Pfähle unterstützt sind. Hölzerne Wangen erhalten auf beiden Seiten eine Bohlenverkleidung, während massive auf einem

unter dem kleinsten Unterwasserstande herzustellenden Pfahlrost zu erbauen und durch besondere Spundwände gegen Unterspülungen zu sichern sind.

b) Halbmassive Wehre. Bei den halbmassiven Wehren bildet das Holz das Gerippe, welches den Zusammenhang und die Form des Wehrkörpers sichert, während Kies und Steine zur Ausfüllung dienen. Kleine Wehre werden nur aus einer von beiden Seiten mit Steinen umpackten Holzwand hergestellt, die bei felsigem Untergrund aus übereinander gelegten, durch starke Bolzen gehaltenen Balken besteht, während bei aufgeschwemmtem Untergrund Pfähle eingetrieben werden, gegen die sich eine Bohlwand lehnt.

Größere halbmassive Wehre erhalten zwei und mehr Holzwände, sowie einen geneigten oder senkrechten Abschußboden und im letzten Fall ein besonders festes Sturzbrett. Häufig wird der ganze Absturz auf mehrere Stufen oder Pritschen verteilt (Abb. 33), bei denen jedoch das Wasser nicht unmittelbar auf die Steinpackung, sondern auf einen darüber angebrachten Bohlenbelag stürzt.

c) Massive Wehre bieten den Vorteil, daß man bei deren Grundriß- und Querschnittsform nicht auf gerade Linien und ebene Flächen beschränkt ist. Für die Erhaltung der Ufer ist im Grundriß ein flacher Bogen mit stromabwärts liegendem Krümmungsmittelpunkt, sowie eine etwas niedrigere Höhenlage der Krone in der Mitte zweckmäßig. Da die Gefahr der Unterspülung bei gemauerten Wehren noch größer als bei den aus Holz oder Steinpackung bestehenden ist, so muß der Untergrund gegen Auskolkung und Unterwaschung sorgfältig gesichert werden. Bei tragfähigem erdigen Boden ist eine Gründung auf Mauerwerk oder besser auf Beton zwischen Spundwänden empfehlenswert. Auch für felsigen Boden ist eine Betonbettung zweckmäßig, während bei weichem das Wehr auf einen Pfahlrost zu stellen ist.

Abb. 34. Massives Wehr mit Vorboden. M. 1 : 165.

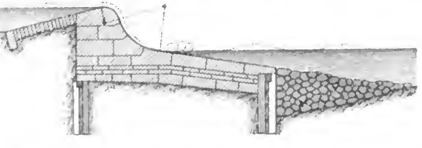


Abb. 35. Massives Wehr mit abgerundeter Krone.

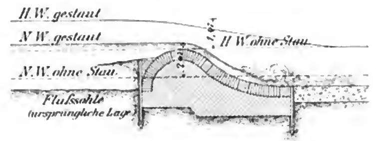
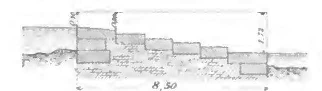


Abb. 36. Steinernes Stufenwehr. M. 1 : 200.



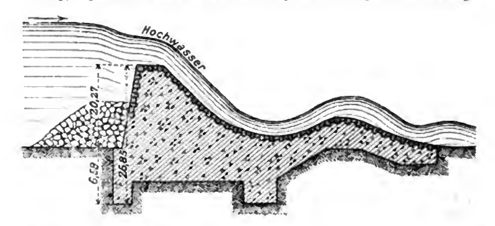
Zur Erleichterung der Wasser- und Eisabführung muß der Wehrkörper in der Stromrichtung etwas ansteigen; auch empfiehlt sich eine Abrundung der Krone (Abb. 34 u. 35); der Abschußboden kann so gestaltet werden, daß er den Anfang des Sturzbetts bildet.

In diesem Fall ist eine Bekleidung des Wehrkörpers mit gewölbeartig bearbeiteten, harten Quadern erforderlich. Ein ausgeführtes steinernes Stufenwehr, dessen Fundamente tief in die Flußsohle eingreifen, ist in Abb. 36 dargestellt.

S t a m p f b e t o n verwendet man in neuerer Zeit oft mit Erfolg und zwar einschließlich des Sturzbetts. Die Formen des Querschnitts bieten meistenteils nicht Neues. Beispiel

für eine eigentümliche und beachtenswerte Querschnittsgestaltung bietet Abb. 37[21]. Das Wehr ist im Drac bei Avignon erbaut und zeichnet sich auch durch eine unge-

Abb. 37. Querschnitt eines Wehrs aus Stampfbeton mit Quaderverblendung.



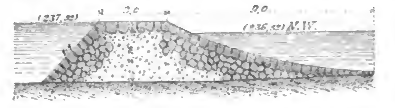


Abb. 38. Wehr aus abgepflasterten Steinwürfen und mit innerem Kieskern. M. 1 : 200.

wöhnlich große Höhe aus. Entnahme des Wassers erfolgt mittels einer Rohrleitung, deren Sohle 4,5 m unterhalb der Wehrkrone liegt.

Der Körper massiver Wehre wird jedoch nicht immer vollständig aus Mörtelmauerwerk oder Beton, sondern manchmal aus einem Steinwurf mit gut abgepflasterter Oberfläche oder aus abgepflasterten Steinwürfen, zwischen denen sich Kiesmassen befinden (Abb. 38), hergestellt.

§ 21. Bewegliche Wehre, welche die Nachteile der festen Wehre, nämlich eine durch dauernde Beschränkung des Durchflußprofils und Behinderung des Wasserabflusses hervorgerufene Hebung aller Wasserstände, stetige Erhöhung der Sohle, sowie Erschwerung des Eisgangs beseitigen oder wenigstens vermindern, sind solche Wehre, deren stauerzeugende Konstruktionsteile sich nach Erfordernis ganz oder teilweise beseitigen, also außer Wirksamkeit setzen lassen. Nach ihrer Bauart werden die beweglichen Wehre in Schützenwehre, Dammbalkenwehre, Nadelwehre, Klappenwehre und Walzenwehre eingeteilt.

Zum Abschluß der einzelnen Öffnungen verwendet man bei den Schützenwehren hölzerne oder eiserne Tafeln, welche sich an die festen Seitenwände der Wehröffnung, sowie an zwischenliegende feste oder bewegliche Zwischenwände anlehnen. Bei den Dammbalkenwehren erfolgt der Verschluß durch übereinander gelegte sog. Dammbalken, bei den Nadelwehren dagegen durch nahezu senkrecht stehende, Nadeln genannte Hölzer. Die Wehröffnungen der Klappenwehre werden gewöhnlich durch nebeneinander angeordnete Tafeln abgeschlossen, welche sich durch Drehung um meistens wagerechte Achsen umlegen und wieder aufrichten lassen.

a) **Schützenwehre,** die den geringsten Wasserverlust ergeben, dagegen zu ihrer Bedienung eine über dem Hochwasser liegende und oft auch zur Verbindung der beiden Ufer dienende Laufbrücke bedürfen, werden vielfach zum Abschluß einzelner Öffnungen in festen, zur Beschaffung von Wasserkraft dienenden Mühlenwehren verwendet. Bezweckt

[21] Entnommen aus MATTERN, Die Ausnutzung der Wasserkräfte. Leipzig 1906.

die Wehröffnung nur eine Senkung des Stauspiegels bei höheren Wasserständen, sowie die Abführung des für den Mühlenbetrieb nicht erforderlichen Freiwassers, so wird das Bauwerk einschließlich der Verschlußvorrichtungen Freiarche oder Freischleuse genannt, dagegen Floß- und Schiffdurchlaß, wenn dasselbe Flößen bzw. Schiffen den Durchgang gestattet. Ferner werden Schützenwehre zum Ersatz von festen Wehren da verwendet, wo bei Hochwasser die Stauvorrichtungen beseitigt werden müssen, und dann mitunter mit festen Brücken, deren sämtliche Öffnungen sie schließen, verbunden. Der Unterbau der Schützenwehre ist wie derjenige der festen Wehre herzustellen.

Die Freiarche, welche meistens bis zur Wehrkrone hinabreicht, wird Grundablaß genannt, wenn die durch senkrecht stehende hölzerne oder eiserne, Schütze[22]) oder Fallen genannte Tafeln zu verschließende, zur Abfuhrung der oberhalb des Wehrs sich ansammelnden Sinkstoffe und zur Vermehrung des Wasserabflusses bei höheren Wasserständen dienende Öffnung bis zur Flußsohle hinabreicht. Zur Verringerung des Wasserdrucks und der Reibung werden breite Wehröffnungen durch Mittelwände, welche beim Massivbau Griespfeiler, beim Holzbau Grieswände heißen, in kleinere Öffnungen, und die Schütze der Höhe nach in mehrere Teile zerlegt.

Sowohl die Griespfeiler, welche wie massive Brückenpfeiler, als auch die Grieswände, welche ähnlich den Mitteljochen hölzerner Brücken konstruiert werden, erhalten an der Oberwasserseite 8 bis 10 cm breite Falze oder Nuten zur Anlehnung bzw. Führung der Schütze. Bei Griespfeilern werden diese Nuten an den der Reibung ausgesetzten Stellen mit Eisen bekleidet; bei größerem Wasserdruck sind außerdem auch die Ränder der Schütze mit eisernen Schienen (Abb. 39 u. 40) zu versehen, die mit Holzschrauben mit versenkten Köpfen befestigt werden. Bei Herstellung der Falze und Nuten in Griespfeilern aus Bruch- oder Ziegelsteinen sind Werkstücke zu verwenden.

Abb. 39 u. 40. Deckung der Nut in Griespfeilern.

Abb. 39. Querschnitt.

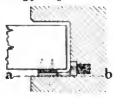
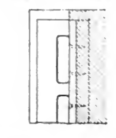


Abb. 40. Schnitt *ab*.



Die Grieswand (Abb. 41 bis 43)[23]) besteht aus einer auf dem Unterbau gelagerten Schwelle, sowie hölzernen, mit dem den Rücken des festen Wehrteils bildenden Fachbaum durch Zapfen verbundenen Griessäulen, an welche sich die Schütze in Falzen anlehnen; freistehende Griessäulen werden durch eine aus zwei Streben und einem Stiel bestehende Holzwand gestützt. Die senkrechte Stellung dieser Wand wird durch Spannbalken, welche die Wehröffnung überbrücken und den Laufstegbelag tragen, sowie durch den über den Pfosten der Gries- und Seitenwände liegenden Griesholm gesichert. Die Windetrommel kann entweder ausschließlich in den Pfosten, oder besser auch in bei Abnutzung leicht zu ersetzende Holzknaggen gelagert werden. Zur Vermeidung einer Verstopfung der Freiarche durch schwimmende Gegenstände empfiehlt sich eine beiderseitige Bekleidung der Grieswand mit Bohlen.

Da Grieswände den Nachteil haben, daß sie die Wehröffnung dauernd beschränken und deshalb den Wasserabfluß bei höheren Wasserständen behindern, so werden sie mitunter durch bewegliche Pfosten (Abb. 44 u. 45) ersetzt, welche Setzpfosten oder Losständer heißen, sich nach Bedürfnis beseitigen lassen und unten in einen in den Fachbaum eingelassenen gußeisernen Schuh eingreifen, oben jedoch sich gegen den Griesholm lehnen.

[22]) Nach SARRAZIN, Deutsche Einheitsschreibung — entweder: »das Schütz«, Mehrzahl »die Schütze«, oder »die Schütze«, Plural »die Schützen«.

[23]) Die Abb. 41 bis 45, 47 bis 60, 63 bis 66 u. 68 bis 73 sind dem »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, 3. Aufl., Bd. III, dem von Professor J. SCHLICHTING verfaßten und bei der Bearbeitung des vorliegenden Abschnitts benutzten Kap. III., Absch. II, entnommen.

Die Verbindung wird durch Schraubenbolzen hergestellt, so daß sie jederzeit lösbar ist. Sowohl die festen als auch die beweglichen hölzernen Pfosten lassen sich durch eiserne, aus gewalztem ⊥-, I- und ⊏-Eisen hergestellte Pfosten ersetzen, welche jedoch gewöhnlich nur dann zur Verwendung kommen, wenn auch die Schütze aus Eisen hergestellt werden.

Abb. 41 bis 43. Schützenwehr (Freiarche) mit Grieswand. M. 1 : 150.

Abb. 41. Ansicht. Abb. 42. Schnitt AB.

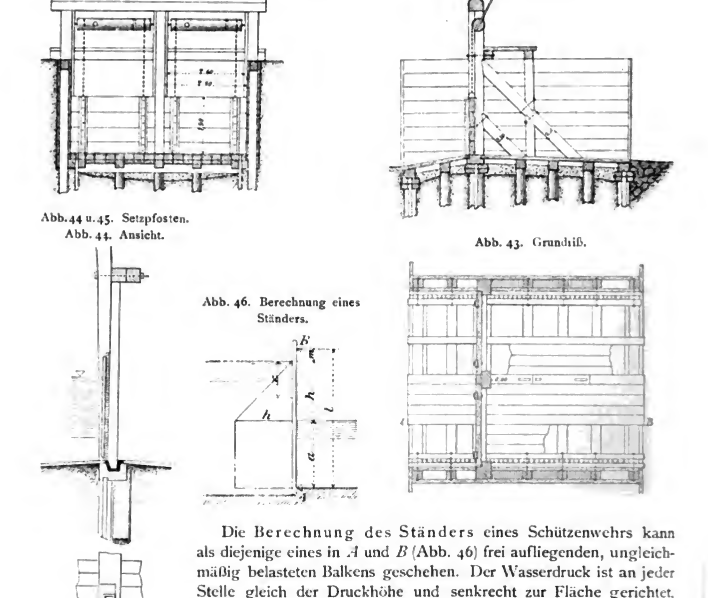


Abb. 43. Grundriß.

Abb. 44 u. 45. Setzpfosten. Abb. 44. Ansicht.

Abb. 45. Grundriß.

Abb. 46. Berechnung eines Ständers.

Die **Berechnung des Ständers** eines Schützenwehrs kann als diejenige eines in A und B (Abb. 46) frei aufliegenden, ungleichmäßig belasteten Balkens geschehen. Der Wasserdruck ist an jeder Stelle gleich der Druckhöhe und senkrecht zur Fläche gerichtet, seine Größe wird durch ein Dreieck und Rechteck dargestellt; hierdurch entsteht eine »Druckfigur«, deren Flächeninhalt der Größe des entsprechenden Wasserdrucks proportional ist. Bezeichnet b den Abstand von Mitte zu Mitte der beiderseitigen Schütztafeln und $\gamma = 1000$ kg das Gewicht von 1 cbm Wasser, so ist der ganze auf den Ständer wirkende Wasserdruck D, wenn alle Abmessungen in m ausgedrückt werden:

$$D = \gamma \cdot b \cdot h \cdot a + \gamma \cdot b \cdot \frac{h \cdot h}{2},$$

oder:

$$D = \frac{\gamma \cdot b \cdot h}{2} (2a + h), \qquad 14$$

und sein Moment für A als Drehpunkt:

$$\mathfrak{M} = \gamma \cdot b \cdot h \cdot a \cdot \frac{a}{2} + \frac{\gamma \cdot b \cdot h^2}{2}\left(a + \frac{h}{3}\right) = \frac{\gamma \cdot b \cdot h}{6}(3\,a^2 + 3\,h \cdot a + h^2)$$

oder:

$$\mathfrak{M} = \frac{\gamma \cdot b \cdot h}{6}[3\,a\,(a + h) + h^2]. \tag{15}$$

Der obere Stützendruck B berechnet sich hiernach:

$$B = \frac{\mathfrak{M}}{l} = \frac{\gamma \cdot b \cdot h}{6\,l}[3\,a\,(a + h) + h^2], \tag{16}$$

und der untere

$$A = D - B.$$

In einer Tiefe x unter dem Oberwasserspiegel ist das Biegungsmoment des Ständers, wenn $x < h$:

$$M = B\,(m + x) - \gamma \cdot b \cdot \frac{x^2}{2} \cdot \frac{x}{3},$$

und dieses wird für $x = \sqrt{\frac{2\,B}{\gamma \cdot b}}$ am größten, so daß sich bei Einsetzung dieses Wertes in die letzte Gleichung das größte Biegungsmoment zu

$$M = B\left(m + \tfrac{2}{3}\sqrt{\frac{2\,B}{\gamma \cdot \gamma}}\right) \tag{17}$$

berechnet.

Wird dagegen derjenige Wert von x, für den das Biegungsmoment am größten ist, $> h$, so ist statt Formel 17 die folgende:

$$M = \frac{A^2}{2\,\gamma \cdot b \cdot h} = \frac{(D - B)^2}{2\,\gamma \cdot b \cdot h} \tag{18}$$

anzuwenden und hiernach der erforderliche Ständerquerschnitt zu berechnen.

Abb. 47 u. 48. Talmühle-Floßgasse an der Nagold.

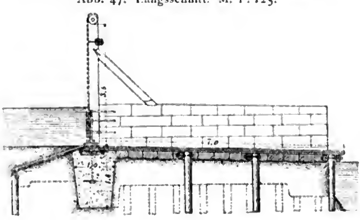


Abb. 47. Längsschnitt. M. 1 : 125.

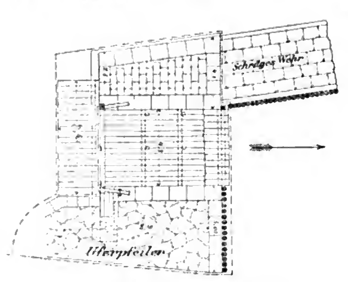


Abb. 48. Grundriß. M. 1 : 250.

Die für Mühlenanlagen dienenden festen Wehre bedürfen in schiffbaren Wasserläufen zum Durchlassen der dort verkehrenden Flöße und Schiffe **Floß- und Schiffdurchlässe**, welche, auch **schiffbare Stauschleusen** genannt, früher gewöhnlich durch Schütze geschlossen wurden, am besten in der Fahrrinne liegen und so breit sein müssen, daß die Fahrzeuge durchfahren können, ohne an die Seitenwände anzustoßen. In neuerer Zeit verwendet man für Floßdurchlässe in der Regel Trommelwehrklappen, während für die Schiffsdurchlässe seit Erfindung der Kammerschleuse diese angewendet wird.

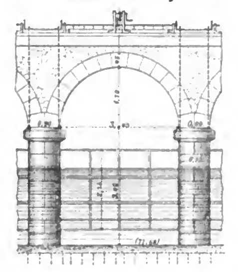
Bei der Talmühle-**Floßgasse** an der Nagold (Abb. 47 u. 48)[24]) wird die 4,3 m breite Öffnung durch ein an Ketten hängendes Schütz geschlossen. Der Fachbaum ruht auf einem Betonfundament und ist durch eine leicht auswechselbare Schutzbohle abgedeckt.

[24]) Reinhard, »Die Mißlesgrund-Wasserstube im Revier Calmbach und die Talmühle-Floßgasse bei Teinach« in der Zeitschr. f. Bauk. 1880, S. 365 ff. und Bl. 25.

Die aus Stein hergestellten Seitenwände ruhen auf einem Pfahlrost mit Betonüberschüttung und sind durch vorgeschlagene Pfähle gegen Unterwaschung gesichert.

Für Stauanlagen, welche nicht als feste Wehre, der mit diesen verbundenen Nachteile wegen, hergestellt, jedoch mit einer festen Brücke verbunden werden können, sind Schützenwehre zweckmäßig, weil das Ein- und Ausbringen der Schütze von der Brücke aus meistens einfacher als die Aufstellung und Beseitigung anderer beweglicher Wehrkonstruktionen ist, und weil Schütze zur Erzeugung großer Stauhöhen sich besonders eignen. Dabei kann jede Brückenöffnung entweder durch feste oder bewegliche Pfosten in mehrere Schützöffnungen von angemessener Breite zerlegt oder auch nur durch ein Schütz geschlossen werden, wie dies bei dem in Abb. 49 dargestellten Schützenwehr in der gewölbten Brücke bei Condé geschehen ist, bei dem das gußeiserne, mit Verstärkungsrippen versehene Schütz in Nuten der Brückenpfeiler bis über Hochwasser gehoben werden kann.

Abb. 49. Schützenwehr in fester Brücke. M. 1 : 125.



In Wasserläufen, in denen die Zerlegung einer Brückenöffnung in mehrere Schützöffnungen des Hochwasserabflusses und Eisgangs wegen nicht durch feste Pfosten geschehen darf, können Losständer verwendet werden, die durch Scharniere am Brückenüberbau befestigt sind, so daß von diesem aus ihre Beseitigung mittels Ketten und Windevorrichtung erfolgen kann.

α) *Konstruktion der Schütze.* Die Schütze, zu deren Aufziehen meistens Hebel- und Windevorrichtungen verschiedener Art, sowie Zahnstangen und Schraubenspindeln dienen, werden aus Holz, Schmiede- und Gußeisen hergestellt. Hölzerne Schütze bestehen aus Bohlen aus elastischem, geradfaserigem Nadelholz, deren Stärke nur bei unbedeutenden Wehren kleiner als 5 cm, im übrigen dem Wasserdruck entsprechend stark anzunehmen ist. Die Bohlen werden mit horizontaler Längsfaser aufeinander gestellt und durch Leisten, die zum Anbringen der Aufzugsvorrichtungen dienen, sowie durch Beschläge zu einer Tafel fest verbunden (vgl. Abb. 41, S. 388).

Zur Verringerung des Wasserdrucks ordnet man bei großen Stauhöhen mehrere übereinander stehende Schütze an, welche entweder in einer oder in zwei Vertikalebenen stehen können. Im letzteren Fall (Abb. 50 u. 51) erhält gewöhnlich jedes Schütz eine besondere Aufziehvorrichtung, und die beiden getrennt voneinander zu handhabenden Schützenteile werden entweder in einem doppelten Falz, oder das eine Schütz in einem Falz, das andere in einer Nute geführt. Mitunter genügt es, das obere Schütz mit Ketten am Griesholm aufzuhängen und an der Unterkante des unteren Schützes ein ⊥-Eisen anzubringen, dessen Flansch das obere Schütz mit hebt.

Die bei großen Schützen sehr bedeutenden Reibungswiderstände kann man durch Verwendung von Rollen vermindern.

Gußeiserne Schütze (Abb. 52) bestehen entweder aus Tafeln, die mit Rippen verstärkt und aus einem Stück gegossen sind, oder aus mehreren, ebenfalls mit Rippen versehenen und daselbst durch Schrauben miteinander verbundenen einzelnen Stücken. Dabei empfiehlt es sich, die gleich starken Rippen nach unten hin, des zunehmenden Wasserdrucks wegen, näher beieinander anzuordnen, als im oberen Teil (vgl. auch Abb. 49).

Schütze aus Walzeisen, die sich besonders für weite Öffnungen eignen, bestehen aus Blechplatten, welche durch aufgenietete ⊏-Eisen verstärkt sind. Dabei können so-

wohl in die Widerlager und Griespfeiler, als auch in die Sohle ⊏-Eisen eingelassen werden, die seitwärts zur Führung der Schütze Nuten bilden.

Die Stärke der Schütze läßt sich folgendermaßen berechnen. Setzt man den größten Höhenunterschied zwischen Ober- und Unterwasser oder bei unten trockener Wehrsohle die Tiefe der Unterkante der Schütze unter dem Oberwasserspiegel gleich d Meter und die Weite der Öffnung gleich $2\,l$ Meter, so ist der Wasserdruck auf 1 cm = 0,01 m Schützenhöhe in der Tiefe d gleich

$$0{,}01 \cdot 2l \cdot d \cdot \gamma,$$

wenn $\gamma = 1000$ kg das Gewicht von 1 cbm Wasser bedeutet. Der Wasserdruck p in kg auf 1 cm Schützenbreite beträgt demnach

$$p = \frac{0{,}01 \cdot 2l \cdot d \cdot 1000}{2l \cdot 100} = \tfrac{1}{10} d. \qquad (19)$$

Wird die zulässige Beanspruchung in kg/qcm gleich k gesetzt und mit $b = 1$ cm der in Betracht gezogene Teil der Schützenhöhe bezeichnet, so berechnet sich die Stärke e der von einer Griessäule zur andern freitragenden Bohlen bzw. Blechtafeln in cm aus der Formel

$$\tfrac{1}{2} p \cdot l^2 = \tfrac{1}{6} b \cdot e^2 \cdot k,$$

worin l die halbe Schützenbreite in cm bedeutet. Setzt man in dieser Gleichung nach Formel 19 $p = \frac{1}{10} d$ und ferner $b = 1$, so erhält man

$$\tfrac{1}{2} \cdot \tfrac{1}{10} d \cdot l^2 = \tfrac{1}{6} \cdot 1 \cdot e^2 \cdot k,$$

woraus sich ergibt

$$e = l \sqrt{\frac{3d}{10k}} \qquad (20)$$

oder, da für Holz

$k = 60$ kg/qcm ist,

$$e = \frac{l}{10} \sqrt{\frac{d}{2}}, \qquad (21)$$

Abb. 50 u. 51. Übereinanderstehende Schütze. M. 1 : 60.
Abb. 50. Ansicht. Abb. 51. Querschn.

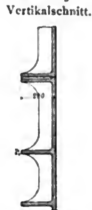


Abb. 52. Gußeisernes Schütz. M. 1 : 25. Vertikalschnitt.

in welcher Formel d in Metern, e und l dagegen in cm ausgedrückt sind. Für $l = 0{,}9$ m und $d = 1{,}28$ m z. B. berechnet sich $e = \frac{90}{10} \sqrt{\frac{1{,}28}{2}} = 9 \sqrt{0{,}64} = 7{,}2$ cm.

Für Schmiedeeisen ist in Formel 20 der Wert von k zu 700 kg/qcm anzunehmen; demnach würde sich beispielsweise für $l = 1$ m und $d = 7$ m die Blechstärke

$$e = 100 \sqrt{\frac{3 \cdot 7}{10 \cdot 700}} = 5{,}5 \text{ cm berechnen.}$$

β) *Die Aufziehvorrichtungen* für Schütze bestehen in Holzlatten, Ketten und eisernen Zugstangen. Nur sehr kleine Schütze werden in einem Punkte, größere in zwei Punkten aufgehängt, die in der durch den Schwerpunkt der Schütze gehenden senkrechten Ebene liegen müssen.

Die einfachste Aufzugsvorrichtung bilden bis über den Griesholm verlängerte senkrechte Holzlatten, an denen die Schütze von Hand bewegt werden können. Eine einfache Aufziehvorrichtung wird ferner dadurch hergestellt, daß ein Hebel unter die Sprossen greift, welche in einer am Schütz befestigten und bis über den Griesholm reichenden hölzernen Leiter angebracht sind.

Sehr gebräuchlich ist die in den Abb. 41 u. 42, S. 388 dargestellte Windevorrichtung, bei der zum Aufhängen der Schütze zwei Aufzugsketten dienen, die an einer in den Griessäulen oder in Holzknaggen gelagerten und mit Hilfe durchgesteckter Hebel zu drehenden hölzernen Welle befestigt sind. Ein mit dieser verbundenes Sperrad mit Sperrklinke verhindert das Niederfallen des gehobenen Schützes. Zugstangen sind entweder Schraubenspindeln oder Zahnstangen. Gewöhnlich gehen die Schraubenspindeln durch eine Öffnung des Holms, auf dem sich eine Unterlagsplatte für die Schraubenmutter befindet, welche zum Heben oder Senken des Schützes mit einem Schlüssel gedreht wird. Da die Reibungswiderstände, wenn die Schrauben nicht sehr rein und gut geschmiert sind, unverhältnismäßig groß sind, diese Bedingung aber nicht überall zu erfüllen ist, so werden Zahnstangen nicht selten den Schraubenspindeln vorgezogen.

b) Dammbalkenwehre. Besitzt die abzuschließende Wehröffnung eine größere lichte Weite, so verwendet man als bewegliches Staumittel mitunter Dammbalken von quadratischem Querschnitt, welche, wagerecht übereinander liegend, eine Abschlußwand bilden und in Nuten (Abb. 53) oder Falze (Abb. 54) der Seitenwände der Wehröffnung eingreifen; am gebräuchlichsten sind die auch Dammfalze genannten Nuten, bei denen aber das Einschieben der Balken nur von oben her erfolgen kann. Dammbalken, deren unterster auf dem Fachbaum oder auf dem massiven Wehrrücken stumpf aufliegt, werden bei Wehren nur wenig, dagegen bei Schiffsschleusen sehr häufig angewendet, wenn daselbst zur Vornahme von Reparaturen oder Reinigung eine nicht überströmte Stauung hergestellt werden soll.

Abb. 53.
In Nuten eingreifende Dammbalken.

Abb. 55 u. 56. Dammbalken mit Haken.
Abb. 55. Ansicht. Abb. 56. Querschn.

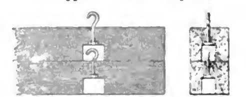
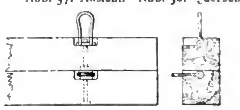


Abb. 54.
In Falze eingreifende Dammbalken.

Abb. 57 u. 58. Dammbalken mit Ringen.
Abb. 57. Ansicht. Abb. 58. Querschn.



Zum Ein- und Ausbringen der Dammbalken dienen entweder Hakenstangen oder Zugketten, welche in die an den Enden eines jeden Dammbalkens in dessen Mittelachse angebrachten Haken (Abb. 55 u. 56) eingreifen. Zweckmäßiger als diese über die Oberfläche der Dammbalken vortretenden Haken sind um Scharniere drehbare Ringe (Abb. 57 u. 58), welche vor die Dammwand vortreten, sich dort leicht erfassen und dann in die senkrechte Stellung bringen lassen.

c) Nadelwehre haben den Vorzug, daß durch sie große Breiten vollstandig freigemacht werden können, und daß sie keiner festen Brücke zu ihrer Bedienung bedürfen, weshalb sich ihre Anwendung bei breiten Flüssen, bei denen Eisgang und große Hochwasser vorkommen, empfiehlt. Die Stauhöhe beträgt gewöhnlich 2 bis 3 m.

Bei den Nadelwehren, die im allgemeinen einen größeren Wasserverlust als die Schützenwehre ergeben, wird der Verschluß der Wehröffnung aus dicht nebeneinander stehenden Hölzern (Nadeln) gebildet, welche sich bei den älteren Nadelwehren unten gegen einen in dem Wehrrücken hervortretenden, etwa 15 cm hohen Vorsprung, oben jedoch gegen einen die Wehröffnung überspannenden Balken lehnen. Der Querbalken ist bei dem in Abb. 59 dargestellten Nadelwehr an Mittelwänden befestigt, welche aus je zwei in dem Felsbett verankerten und durch Stiele unterstützten, sowie durch Zugstangen in ihrer Stellung gesicherten Streben bestehen.

Die Nachteile dieser älteren Nadelwehre, die nur Wehröffnungen von geringer lichter Weite gestatteten, und deren feste Mittelpfeiler sowohl die Schiffahrt, als auch den Abfluß des Hochwassers und Eisgangs erschwerten, wurden durch die von dem französischen Ingenieur Poirée erfundenen beweglichen Mittelwände beseitigt. Diese eisernen, auch Wehrböcke oder Stützklappen genannten, etwas mehr als 1 m voneinander parallel zur Strömung stehenden Rahmen (Abb. 60) sind um horizontale, im Wehrrücken angebrachte Wellen drehbar und können in eine daselbst befindliche Rinne umgelegt werden. Die Wehrböcke werden mittels Ketten aufgerichtet und dann durch eiserne, hakenförmig endende Balken in der senkrechten Stellung erhalten, so daß sie das Auflager für den Belag einer Laufbrücke bilden, von der aus das Einsetzen und Ausheben der Nadeln erfolgt.

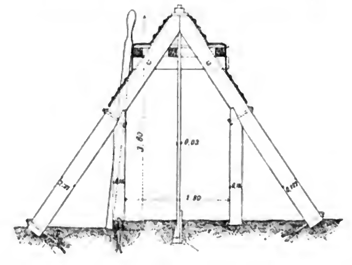


Abb. 59. Nadelwehr am Firingswasserfall in Norwegen. M 1. : 75.

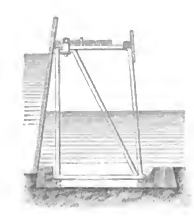


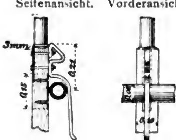
Abb. 60. Poiréescher Wehrbock.

Da jedoch in Flüssen mit schnell steigenden Wasserständen das Niederlegen des Wehrs, wenn die Nadeln einzeln nacheinander herausgenommen werden müssen, zu lange dauert, so verwendet man zur oberen Anlehnung der Nadeln nach Angabe des belgischen Ingenieurs Kummer mitunter je eine zwischen je zwei Rahmen liegende eiserne bewegliche Querstange, welche im vorderen Ständer des einen Rahmens in einem Scharnier drehbar ist und am nächsten Rahmen einen zweiten Stützpunkt besitzt. Wird dieser beseitigt, so dreht sich die Querstange um ihr Scharnier, die Nadeln verlieren ihre obere Anlehnung und werden durch den Wasserdruck sämtlich auf einmal umgelegt, an dem Fortschwimmen jedoch durch eine an ihren Köpfen befestigte Leine gehindert.

Da jedoch die Kummersche Anordnung den Nachteil hat, daß das Sturzbett bei der plötzlichen Freimachung einer ganzen Öffnung durch den Stoß der großen Wassermenge stark angegriffen wird, so gab Guillemain eine einfache und praktische Einrichtung an, bei der jede Nadel, sobald sie gehoben wird, mittels eines an ihr befestigten Hakens

(Abb. 61 u. 62)[25]) um die abgerundete Stange frei schwingt und später mit einem Hebel vollständig herausgenommen werden kann.

Abb. 61 u. 62. GUILLEMAINsche Hakennadel.
Abb. 61. Seitenansicht. Abb. 62. Vorderansicht.



Eine weitere Verbesserung der Nadelwehre besteht darin, daß die zu Versandungen Anlaß gebende Rinne im Wehrrücken (Abb. 60) durch Anordnung eines über diesem hervorragenden Lagers auf der Unterwasserseite des Wehrbocks beseitigt wurde, wie dies auch bei dem in Abb. 63 dargestellten, bei der Kanalisierung der Unter-Brahe[26]) ausgeführten Nadelwehr der Fall ist. Sodann wurden die Bohlen der Laufbrücke zwischen je zwei Wehrböcken durch eine einzige eiserne Tafel (Abb. 64) ersetzt, die sich, durch Scharniere an dem einen Rahmen befestigt, niederklappen läßt, während sie, wagerecht liegend, die

Abb. 63. Brahe-Wehr. M. 1 : 200.

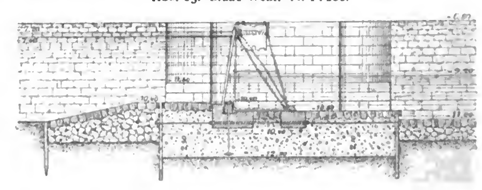
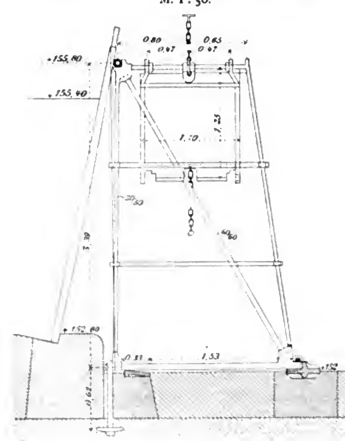


Abb. 64. Wehrbock mit eiserner Brückentafel. M. 1 : 50.



Verbindung mit dem nächsten Wehrbock bewirkt. Als **Nadellehne** dienen eiserne Rohre, um welche die an den Nadeln befindlichen Haken nach GUILLEMAINscher Anordnung greifen.

Die Rahmen können aus zusammengeschweißten Eisen von rechteckigem Querschnitt oder auch aus Formeisen hergestellt werden; im letzteren Falle stellt sich der Wehrbock als ein fest verbundenes Fachwerk von wagerechten, senkrechten und diagonalen ⊏- und Winkeleisen dar.

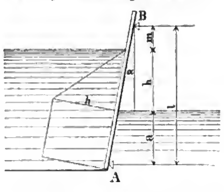
Die **Nadeln**, deren Querschnitt von unten bis zum höchsten Wasserstand ein rechteckiger oder ein das Nebeneinanderstellen bzw. Umkanten der Nadeln erleichternder quadratischer ist, werden immer aus Holz her-

[25]) »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, 3. Aufl., Bd. III, Kap. XI, S. 557.

[26]) H. GARBE, »Der Weichselhafen Brahemünde und die Kanalisierung der Unterbrahe« in der Zeitschr. f. Bauw. 1888, S. 211 ff.

gestellt und erhalten oben eine 0,3 m lange Handhabe. Die Berührungsflächen der Nadeln müssen sorgfältig gehobelt werden, damit sie möglichst dicht aneinander schließen. Zur Dichtung der Fugen zwischen den einzelnen Nadeln wurden Sägespäne und Steinkohlenasche[27]) mit Erfolg verwendet. Auch durch mit Teer getränkte, auf die Nadeln gelegte Leinwand wird die gewünschte Dichtung erzielt, jedoch eine Verzögerung bei dem Niederlegen des Wehrs verursacht.

Abb. 65. Berechnung der Nadeln.



Die Länge der Nadeln ausgeführter Wehre beträgt 2,5 bis 4,0 m, die Breite 7 bis 20 cm und die Dicke 4 bis 12 cm. Da sich die Nadeln, je dünner sie sind, um so leichter handhaben lassen, so ist es zweckmäßig, bei der **Berechnung der Stärke der Nadeln** die zulässige Beanspruchung des Holzes ziemlich groß, d. h. zu 80 bis 100 kg/qcm, anzunehmen. Die einzelnen Wehrnadeln sind in gleicher Weise wie die Schützenständer (s. S. 388 u. 389) zu berechnen, nur mit dem Unterschied, welcher durch die etwas geneigte Stellung der Nadeln bedingt wird. Bezeichnet man deren Neigungswinkel gegen die Senkrechte mit α (Abb. 65) und die Breite einer Nadel mit b, so ist (vgl. Formel 14, S. 388) der ganze auf eine Nadel wirkende Wasserdruck

$$D = \frac{\gamma \cdot b \cdot h}{2 \cos \alpha}(2\,a + h), \tag{22}$$

und sein Moment für A als Drehpunkt:

$$\mathfrak{M} = \frac{\gamma \cdot b \cdot h}{6 \cos^2 \alpha}[3\,a\,(a + h) + h^2]. \tag{23}$$

Ferner ist wieder der Stützendruck nach Formel 16, S. 389:

$$B = \frac{\mathfrak{M}}{l} \quad \text{und derjenige} \quad A = D - B = D - \frac{\mathfrak{M}}{l}.$$

Endlich ist das größte Biegungsmoment:

$$M = \frac{B}{\cos \alpha}\left(m + \frac{2}{3}\sqrt{\frac{2\,B \cdot \cos \alpha}{\gamma \cdot b}}\right) \text{ oder} = \frac{A^2}{2\,\gamma \cdot b \cdot h}, \tag{24}$$

je nachdem

$$\sqrt{\frac{2\,B \cdot \cos \alpha}{\gamma \cdot b}} < \text{oder} > h \text{ ist.}$$

Zur Berechnung der Dicke c der Nadel bei einer Beanspruchung von k kg/qcm setzt man

$$\frac{M}{k} = \frac{1}{6}\,b \cdot c^2,$$

woraus sich ergibt:

$$c = \sqrt{\frac{6\,M}{k \cdot b}}. \tag{25}$$

Sei z. B. $a = 0{,}4$ m, $h = 2{,}0$ m, $m = 0{,}3$ m und die Stützlänge der Nadeln 2,8 m, so ist $l = 0{,}4 + 2{,}0 + 0{,}3 = 2{,}7$ m, $\cos \alpha = \frac{2{,}7}{2{,}8} = 0{,}96$, $\cos^2 \alpha = 0{,}92$, und daher nach Formel 22 für eine Breite von 1,0 m

[27]) Roloff, »Versuche über Dichtung von Nadelwehren« im Zentralbl. d. Bauverw. 1897, S. 210.

$$D = \frac{1000 \cdot 1,0 \cdot 2,0}{2 \cdot 0,96}(2 \cdot 0,4 + 2,0) = 2916 \quad \text{und nach Formel 23}$$

$$\mathfrak{M} = \frac{1000 \cdot 1,0 \cdot 2,0}{6 \cdot 0,92}[3 \cdot 0,4\,(0,4 + 2,0) + 2,0^2] = 2492 \text{ kgm},$$

mithin:

$$B = \frac{\mathfrak{M}}{l} = \frac{2492}{2,7} = 923 \text{ kg},$$

und der Wert von

$$\sqrt{\frac{2 \cdot 923 \cdot 0,96}{1000 \cdot 1,0}} = 1,33 \text{ m, d. h.} < h.$$

Bei einer Nadelbreite $b = 8$ cm $= 0,08$ m ist der obere Stützendruck:

$B = 0,08 \cdot 923 = 74$ kg, und das größte Biegungsmoment nach Formel 24

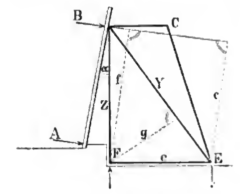
$$M = \frac{74}{0,96}\left(0,3 + \frac{2}{3}\sqrt{\frac{2 \cdot 74 \cdot 0,96}{1000 \cdot 0,08}}\right) = 91 \text{ kgm} = 9100 \text{ kgcm}.$$

Für $k = 95$ kg/qcm ist daher nach Formel 25

$$e = \sqrt{\frac{6 \cdot 9100}{95 \cdot 8}} = 8,5 \text{ cm}.$$

Setzt man jedoch b gleich dem Abstande der Wehrböcke voneinander, so bedeutet B (Abb. 66) den einzigen, durch die oberen Nadellehnen auf jeden Wehrbock übertragenen Druck, dem jener zu widerstehen hat. Dabei wird der Vorderständer BF auf Zug, die Strebe BE dagegen auf Druck beansprucht, und die betreffenden Kräfte ergeben sich unmittelbar aus den Momentengleichungen für E und F alsD rehpunkte. Diejenige für E lautet:

Abb. 66. Berechnung der Wehrböcke.



$$B \cdot c = Z \cdot e, \quad \text{woraus sich ergibt} \quad Z = \frac{B \cdot c}{e}.$$

Für F als Drehpunkt dagegen besteht die Gleichung:

$$B \cdot f = Y \cdot g, \quad \text{aus der sich findet} \quad Y = \frac{B \cdot f}{g}.$$

Beachtenswert ist die nachstehende Berechnung der Beanspruchung der Nadeln: Man vernachlässigt die schräge Stellung derselben und nimmt an, daß der Wasserspiegel bis an den oberen Stützpunkt der Nadeln reiche. Die Druckfigur ist dann ein rechtwinkliges Dreieck. Für gewöhnliche Fälle dürfen nun Dreieckslasten, insoweit es sich um die Ermittelung von Beanspruchungen handelt, als gleichförmig verteilte Lasten angesehen werden[28]. Die Berechnung der Beanspruchung gestaltet sich somit sehr einfach. Wenn man dieselbe für eine Dreieckshöhe $= 2,7$ m und einen Querschnitt der Nadeln von 8/8,5 cm ausführt, erhält man eine Beanspruchung von 102 kg/qcm, während bei der obigen genaueren Rechnung 95 kg/qcm angenommen waren. Man darf jedoch nicht übersehen, daß, sobald einige Nadeln entfernt sind, die verbleibenden nicht von ruhendem, sondern von strömendem Wasser angegriffen werden. Die Näherungsrechnung hat also in diesem Fall ein Ergebnis geliefert, welches der Wirklichkeit näher kommt, als das Ergebnis der ausführlichen Rechnung.

Es ist noch zu erwähnen, daß das Einsetzen der Nadeln dieselben nicht selten bis über die Bruchgrenze hinaus beansprucht, so daß die Zahl der jährlich durch Bruch

[28] Vgl. im »Taschenb. d. Hütte« die Festigkeit gerader Stäbe mit konstantem Querschnitt.

zerstörten Nadeln erheblich ist. Einschließlich der durch Abtreiben verloren gehenden Nadeln beträgt der jährliche Verlust bei den Wehren zwischen Frankfurt und Mainz durchschnittlich 12 v. H.

Um eine bessere Dichtung, sowie größere Stauhöhen zu erzielen, wurden nach Angabe von BOULÉ bei verschiedenen, mit Nadelwehrböcken ausgeführten Stauanlagen die Nadeln durch Schütze und nach dem Vorschlag von CAMÉRÉ durch Rolltafeln ersetzt, wobei das Wegbringen der vollständig herausgenommenen Schütze nach dem Ufer durch einen besonderen, auf Schienen der Laufbrücke sich bewegenden Wagen erfolgen kann. Bei den Rolltafeln, die sich durch Ketten wie Rolladen aufrollen lassen, sind die Holzleisten mittels Gelenke miteinander zu verbinden und so stark herzustellen, daß sie dem Wasserdruck widerstehen können. Doch haben die Rolltafeln den Nachteil, daß bei dem Aufrollen eine starke Strömung unmittelbar über der Wehrsohle entsteht, wodurch eine sehr kräftige Fundierung erforderlich wird. Auch ist der Druck der Rolltafeln auf die Wehrrahmen ein sehr großer, weil diese auch denjenigen Druck aufnehmen müssen, der bei den Nadelwehren durch die Nadeln auf den unteren festen Anschlag des Wehrrückens übertragen wird.

Die von BOULÉ vorgeschlagenen und schon erprobten Wehre mit Schütztafeln vor Nadelwehrböcken, welche die meisten Vorzüge der Schützen- und Nadelwehre ohne deren Nachteile besitzen, eignen sich besonders für größere Gefälle, sowie für Flüsse mit rasch wechselnden Wasserständen; sie dürften den Nadelwehren vorzuziehen sein, sobald die Nadeln über 4 m lang werden müßten.

d) Klappenwehre. Bei den Klappenwehren dienen als Staumittel senkrecht stehende Tafeln, die Klappen genannt werden, weil sie sich, meistens um wagerechte Drehachsen beweglich, umklappen und auf den Wehrrücken niederlegen lassen. Wird eine größere Zahl derartiger Klappen nebeneinander gestellt, so können hierdurch auch breite Wehröffnungen abgeschlossen werden, wobei jedoch Wasserverluste unvermeidlich sind, weil die Fugen zwischen den einzelnen Klappen nicht wasserdicht geschlossen werden können. Je nachdem nur das Niederlegen oder auch das Aufrichten der Klappen durch den Wasserdruck erfolgt, unterscheidet man durch Wasserdruck zu öffnende und durch Wasserdruck sowohl zu öffnende wie auch zu schließende Klappenwehre.

α) *Durch Wasserdruck zu öffnende Klappenwehre.* Die einfachsten Klappen der durch Wasserdruck zu öffnenden Klappenwehre sind die zur Erhöhung von festen Wehren in Gebirgsflüssen dienenden, höchstens 0,3 m hohen, aus Brettern hergestellten Aufsteckladen, welche mit Scharnieren auf der Wehrkrone befestigt und durch schwache flußabwärts aufgestellte Holzstreben in ihrer senkrechten Stellung gehalten werden. Plötzlich eintretendes Hochwasser reißt, überstürzend, diese Streben mit sich fort, so daß die Klappen sich von selbst umlegen. In ähnlicher Weise hat man auch höhere bewegliche Wehraufsätze durch Klappen hergestellt, welche in Scharnieren drehbar sind und, aufgerichtet, durch eiserne Streben gestützt werden.

Abb. 67 u. 68. Klappenwehr von CHANOINE.
Abb. 67. Skizze des Querschnitts. Abb. 68. Stützrahmen R der Klappen. M. 1 : 40.

Nach diesen Vorbildern konstruierte CHANOINE zum Abschluß von Schiffsdurchlässen ein später verbessertes Klappenwehr (Abb. 67 u. 68), welches Klappen AB besitzt, die aus starken, mit Bohlen bekleideten Holzrahmen bestehen, und

deren horizontale Drehachsen nur so tief unter dem Wasserspiegel liegen, daß der größte Wasserdruck auf den unteren Klappenteil, dessen Höhe sich zu derjenigen des oberen wie 5 : 7 verhält, wirkt. Die Drehachsen ruhen auf eisernen Stützrahmen R (Abb. 68), die durch Scharniere mit einer im Wehrrücken liegenden Holzschwelle verbunden sind.

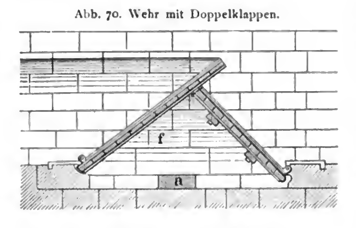
Werden nun den Streben S, welche die aufgerichteten Klappen in ihrer Stellung erhalten, durch Anziehen einer Zugstange ihre Stützpunkte an den auf dem Wehrrücken liegenden Eisenschuhen A_1 entzogen, so öffnet sich das Wehr, und die Stützrahmen legen sich mit den Klappen auf den Wehrrücken in dem Unterwasser nieder. Von einer POIRÉEschen Laufbrücke ohne Nadeln aus kann das Aufrichten der umgelegten und durch Ketten mit der Brücke verbundenen, 1,3 m breiten Klappen durch eine fahrbare Winde erfolgen.

Um das Niederlegen der Klappen bei geringen Schwankungen des Wasserspiegels zu vermeiden, hat KRANTZ in den Klappen kleinere selbstwirkende, ebenfalls um wagerechte Achsen drehbare Regulierungsklappen angebracht, die von ihm Schmetterlingsklappen genannt wurden und sich bei einem bestimmten Wasserdruck öffnen, bei sinkendem Wasserspiegel jedoch von selbst wieder schließen, weil der untere kürzere Teil durch Anbringung eines Gewichts schwerer als der obere längere ist.

Abb. 69.
Selbstwirkendes Wehr.

β) *Durch Wasserdruck zu öffnende und zu schließende Klappenwehre* sind so eingerichtet, daß, je nachdem der größte Wasserdruck auf den oberen oder unteren Teil der Klappen wirkt, diese umgelegt bzw. aufgerichtet werden. Bei dem in Abb. 69 dargestellten älteren selbstwirkenden Wehr ist die genau im unteren Drittel der Klappenhöhe liegende Drehachse durch feste Streben unterstützt. Geht die Mittelkraft des Wasserdrucks durch diese Drehachse, so besteht Gleichgewicht; bei höherem Wasserstand dagegen wird der Druck auf den oberen Teil der Klappe größer und diese dadurch umgelegt, und muß dann bei tieferem Wasserstand vom Ufer aus mittels eines Hakens wieder aufgerichtet werden. Befestigt man jedoch die Klappe unten am Wehrrücken durch Ketten von solcher Länge, daß sie nur die punktiert angegebene Lage einnehmen kann, so wirkt bei fallendem Wasserstand der größte Wasserdruck auf den unteren Teil der Klappe und richtet diese dadurch wieder auf.

Abb. 70. Wehr mit Doppelklappen.



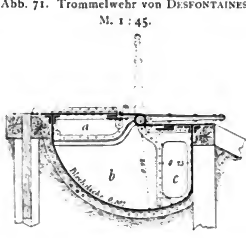
Die zum Aufrichten der Klappen erforderliche Kraft suchte WHITE aus dem Unterschied zwischen Ober- und Unterwasser bei Anwendung von Doppelklappen (Abb. 70) zu gewinnen. Die letzteren werden bei aufgerichtetem Wehr durch den Druck des mittels eines Kanals und der Öffnung a in den Raum f eintretenden Oberwassers in der Höhe gehalten. Setzt man dagegen den Raum f mit dem Unterwasser in Verbindung, so nimmt der Wasserdruck so ab, daß die Klappen sich in eine Rinne im festen Teile des Wehrs niederlegen.

Die beim Öffnen und Schließen des Wehrs zwischen den beiden Klappen entstehende

Reibung suchte der französische Oberingenieur CARRO durch Gelenkklappen zu beseitigen, die oben durch Scharniere miteinander verbunden sind[29].

γ) *Trommelwehre.* Bei den von DESFONTAINES erfundenen Trommelwehren wirkt der Druck des Oberwassers auf eine nach unten verlängerte Wehrklappe. Im Anfang nur zur Erhöhung massiver Überfallwehre verwendet, werden sie, nachdem sie von MOHR verbessert sind, auch zum Abschluß von Floß- und Schiffsdurchlässen benutzt. Bei den DESFONTAINESschen Trommelwehren wird der Stau durch eiserne, 1,5 m breite Klappen (Abb. 71) bewirkt, die sich um wagerechte, in ihrer Mitte angebrachte Drehachsen bewegen. Der untere Teil der Klappen dreht sich in einem in dem Wehrrücken befindlichen, aus starkem Eisenblech hergestellten Halbzylinder, der sogen. Trommel. Je nachdem diese durch Kanäle in dem Uferpfeiler mit dem Oberwasser oder mit dem Unterwasser in Verbindung gesetzt wird, schließt oder öffnet sich das Wehr.

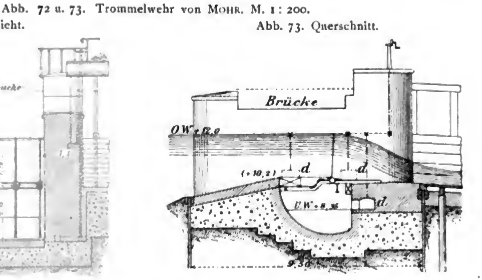
Abb. 71. Trommelwehr von DESFONTAINES. M. 1 : 45.



Bei umgelegter Klappe steht der Raum *a* im Innern der Trommel mit dem Unterwasser, der Raum *bc* dagegen mit dem Oberwasser in Verbindung; soll jedoch die Klappe aufgestellt werden, so läßt man durch Umstellen der Schieber das Oberwasser in *a* eintreten, dessen Druck auf den unteren Teil der Klappe diese in die senkrechte Stellung bringt.

Abb. 72 u. 73. Trommelwehr von MOHR. M. 1 : 200.

Abb. 72. Ansicht. Abb. 73. Querschnitt.



Bei dem von MOHR in der Küddow bei Tarnowke erbauten Trommelwehr (Abb. 72 u. 73)[30]) ist der zwischen zwei Schützenwehren befindliche 5,2 m breite Floßdurchlaß durch eine einzige eiserne Klappe geschlossen. Die Verbindung von Ober- und Unterwasser mit der Trommel wird durch je zwei gekuppelte Drosselklappen derart vermittelt, daß durch dieselbe Kurbeldrehung beides gleichzeitig bewirkt wird. Da der Druck auf den in der Trommel befindlichen Teil der Klappen stärker sein muß, als derjenige auf ihren oberen Teil, so ist ersterer um etwa ein Zehntel größer zu machen als letzterer.

[29]) ENGELS, »Rollklappenwehr von CARRO«, sowie »Neues selbstwirkendes Klappenwehr von CARRO« in dem Zentralbl. d. Bauverw. 1890, S. 211 ff., bzw. 1888, S. 230 f.

[30]) »Trommelwehr in der Küddow bei Tarnowke« im Zentralbl. d. Bauverw. 1882, S. 346 ff.

Demgemäß ist bei dem Trommelwehr in der Küddow die Stauklappe 1,92 m, diejenige in der Trommel dagegen 2,15 m lang. Ein Spülkanal dient zum Reinigen der Trommel.

Wegen der tiefen, kostspieligen Fundierung können die Trommelwehre den Wettbewerb mit andern Anordnungen nur bei mäßigen Stauhöhen aushalten.

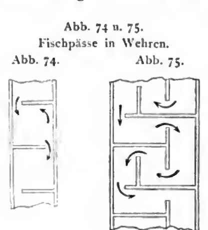
e) Walzenwehre. Bei den Walzenwehren[31]) wird der Verschluß selbst breiter Wehröffnungen durch eine einzige große Walze gebildet, deren Lagerung und Bewegung auf geneigten Bahnen erfolgt, die beiderseits in Mauernischen untergebracht sind. Den Antrieb vermitteln, ähnlich wie bei Fässern, die auf geneigten Ebenen auf- und abwärts bewegt werden, Seile oder Ketten, die um die Enden der Walzen geschlungen sind; parallele Führung wird durch, auf den Walzenenden sitzende Zahnkränze bewirkt, deren Zähne in Zahnstangen eingreifen, die in neben den Laufbahnen befindlichen Nischen liegen. Dabei ist es nicht nötig, daß der Körper auf seine ganze Länge einen Kreiszylinder bildet, sondern es kann, behufs Verminderung des Auftriebs, der mittlere Teil, d. h. der eigentliche Staukörper eine andere passende Gestalt von geringerem Tauchquerschnitt erhalten, wenn nur die Enden walzenförmig sind.

Das Hauptverwendungsgebiet der Walzenwehre bilden die Flußkanalisierungen, bei denen sich die Trommelwehre durch die billigeren Walzenverschlüsse mit Vorteil ersetzen lassen. Und wenn die Kosten der Walzenwehre sich im allgemeinen höher als die der vorwiegend benutzten Nadelwehre stellen, so dürften sie doch auch da empfehlenswert sein, wo es sich um größere Stauhöhen handelt, bei denen Nadelwehre nicht mehr angewendet werden können.

§ 22. Fischpässe in Wehren. Um den Fischen das Aufsteigen in festen und beweglichen Wehren zu ermöglichen, damit sie von den unteren Flußstrecken nach den oberen zu ihren dort befindlichen Laichplätzen gelangen können, sind künstliche Fischwege anzulegen, welche Fischpässe, Fischleitern oder Fischtreppen genannt werden. Sie bestehen aus einer in dem Wehrkörper zwischen Seitenwänden hergestellten schmalen Rinne mit treppenförmiger oder flach geneigter Sohle, wodurch das durch die Stauanlage konzentrierte Gefälle auf eine längere Strecke verteilt wird.

Die Sohle dieser Rinnen muß wenigstens 0,3 bis 0,4 m unter dem niedrigsten Wasserstande liegen. Um den Wasserverbrauch einzuschränken, wird die lichte Weite der Ein- und Ausmündungsöffnungen auf 0,3 bis 0,4 m eingeschränkt, und die Einmündung in derjenigen Zeit, in welcher die Fische nicht zu wandern pflegen, mit einem Schütz geschlossen. Die einfachste Konstruktion der Fischpässe ist diejenige, bei welcher durch mit Schützen verschließbare Einschnitte im Wehrrücken oder Öffnungen in den Schütz- und Rolltafeln sich herstellen lassen[32]).

Abb. 74 u. 75. Fischpässe in Wehren.



Die eigentlichen Fischpässe jedoch werden als Rinnen hergestellt, in denen der Abfluß des Wassers mit verlangsamter Strömung erfolgt, und die durch Sparren oder Zungen genannte Querwände in mehrere Kammern zerlegt werden. Bei den älteren Fischpässen gingen nach dem Sprungsystem die von den Fischen dann zu überspringenden Querwände durch, während jetzt dem Schwimmsystem, bei welchem die Fische schwimmend zur Höhe gelangen, der Vorzug gegeben wird. Im letzteren Falle wird

[31]) »Über Walzenwehre« in der Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Archit.-Vereins 1903, S. 659 bis 666, u. »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, III. Teil, 5. Bd., S. 262.

[32]) Dusing, »Fischpaßanlagen« im Zentralbl. d. Bauverw. 1889, S. 461.

in der Rinne ein längerer, geschlängelter, das Gefälle ermäßigender Lauf dadurch hergestellt, daß die am besten senkrecht zu den Seitenwänden gerichteten Querwände abwechselnd nur an einem Ende mit jenen verbunden sind, am andern aber 0,3 m breite Durchflußöffnungen freilassen (Abb. 74 u. 75)[33]. Durch Ansätze an den Querwänden, entweder nur nach einer oder nach zwei Richtungen (Abb. 75), läßt sich der Weg in den Rinnen noch weiter ausdehnen.

Die Länge des Bauwerks richtet sich nach dem Höhenunterschied zwischen Ober- und Unterwasser, sowie nach der Steigung von 1 : 6 bis 1 : 10 der geneigten Ebenen. Die lichte Weite der Rinne ist zu 1,2 bis 1,5 m, und die Entfernung der aus Werksteinen oder Bohlen herzustellenden, bei gewöhnlichem Wasserstand nicht überfluteten Querwände zu 1,3 bis 1,5 m anzunehmen.

C. Wasserstraßen. Binnenschiffahrt. Flußhäfen.

§ 23. Natürliche Wasserstraßen. Eine noch größere Wichtigkeit als für die Landwirtschaft, Gewerbe und Wasserversorgung haben die Flüsse für den Verkehr als natürliche Wasserstraßen. In früherer Zeit entstanden der Flußschiffahrt natürliche Hindernisse durch unaufhörliche, oft plötzliche Veränderungen in der Lage des Fahrwassers, sowie durch zahlreiche Riffe und Stromschnellen, und die hieraus entspringenden Schwierigkeiten machten sich bei der Bergfahrt, wobei die Schiffe durch Menschen mühsam stromaufwärts befördert wurden, besonders fühlbar.

Bei kleineren Flüssen zeigte sich manchmal das Bedürfnis, die Fahrtiefe auf künstliche Weise zu vermehren, was dadurch geschah, daß man deren Wasserspiegel mittels beweglicher, Schiffsdurchlässe genannter Stauwerke streckenweise hob und dann an bestimmten Tagen den talwärts gehenden Schiffen durch Freigabe der aufgestauten Wassermassen die nötige Fahrtiefe auf kurze Zeit verschaffte. Ein solches jetzt nur selten angewandtes Verfahren wird intermittierende Schiffahrt oder eine solche auf Schwellungen genannt und verlangt, daß der Verkehr sich vorwiegend talwärts bewegt.

Im neunzehnten Jahrhundert hat die Entwicklung der größeren Wasserstraßen durch die Vervollkommnung der Eisenindustrie, welche die Herstellung der neueren beweglichen Wehre für die Flußkanalisierung, sowie des das Holzschiff nach und nach ganz in Hintergrund drängenden Eisenschiffs ermöglichte, besonders aber durch den Bau der die Bergfahrt erheblich erleichternden und regelmäßigere und raschere Beförderung ermöglichenden Dampfschiffe bedeutende Fortschritte gemacht.

Die Einführung der Dampfschiffahrt steigerte die Anforderungen an die Beschaffenheit der Wasserstraßen um so mehr, als ein billiger Dampfbetrieb auf Wasserstraßen die Anwendung großer, Gruppen schwer beladener Kähne gleichzeitig befördernder Fahrzeuge mit sehr starken Maschinen bedingt. Da aber hierfür große und möglichst gleichmäßige Fahrtiefen erforderlich sind, so mußten zur Regulierung der schiffbaren Flüsse und zur Beseitigung der in ihnen vorhandenen Schiffahrtshindernisse bedeutende Arbeiten vorgenommen werden, während andererseits die Flußkanalisierung, welche die Herstellung bestimmter kleinster Fahrtiefen ermöglicht, einen großen Aufschwung nahm.

§ 24. Künstliche Wasserstraßen. Die ersten künstlichen Wasserstraßen waren für Zwecke der Landwirtschaft hergestellte große Gräben, die eines Abschlusses gegen das Außenwasser bedurften. Hierzu wurden unter anderm Schiffsdurchlässe verwendet,

[33]) H. Keller, »Die Anlage der Fischwege« Zentralbl. d. Bauverw. 1885, S. 271.

deren bewegliche Teile anfangs aus Schützen bestanden. Aber erst die Erfindung der Kammerschleuse[34], mit deren Hilfe die Schiffe auf einfache Weise von einem Wasserspiegel nach einem tiefer liegenden gesenkt oder aus diesem nach dem höher befindlichen gehoben werden können, hatte eine weitgehende Entwicklung der künstlichen Wasserstraßen und eine größere Ausdehnung der Binnenschiffahrt im Gefolge. Denn mittels der Kammerschleusen konnten Flußstrecken mit starkem Gefälle mit Leichtigkeit befahren, sowie Schiffahrtskanäle auch im Hügelland angelegt und geeignete Flußstrecken kanalisiert werden.

Zur Herstellung eines Kanals in Gelände mit stärkerem Gefälle sind Strecken mit wagerechtem Wasserspiegel anzulegen und durch je eine Kammerschleuse abzuschließen. Je nach Umständen entsteht ein Seitenkanal oder ein Scheitelkanal (Abb. 76)[35],

Abb. 76. Scheitelkanal.

von denen der erstere einen von Natur wenig oder gar nicht schiffbaren Wasserlauf begleitet, während letzterer eine Wasserscheide überschreitet. Seit Erfindung der in § 21 unter e, S. 393 beschriebenen Poiréeschen beweglichen Nadelwehrböcke werden bei der Kanalisierung der Flüsse Kammerschleusen in Verbindung mit beweglichen Wehren in solchen Abständen voneinander verwendet, daß der Stau eines Wehrs vor dem nächsten stromaufwärtsliegenden selbst bei niedrigen Wasserständen eine bestimmte Wassertiefe erzeugt.

Man hat demnach zu unterscheiden: schiffbare Flußstrecken, die sich im großen ganzen in natürlichem Zustande befinden, gewöhnlich aber zur Erhöhung ihrer von den wechselnden Wasserständen abhängigen Schiffbarkeit einer Regulierung bedürfen; ferner kanalisierte Flußstrecken, welche bei niedrigen Wasserständen dieselben Verhältnisse wie Schiffahrtskanäle aufweisen, bei mittleren Wasserständen mit niedergelegten Stauwerken jedoch wie freie Ströme befahren werden, und Schiffahrtskanäle, bei denen der Hauptsache nach ein und derselbe Wasserstand, sowie ein horizontaler Wasserspiegel vorhanden und demgemäß der Betrieb ein gleichmäßigerer ist, während das Durchfahren der Schleusen beträchtliche Zeitverluste hervorruft.

§ 25. Flößerei. Bei der Flößerei mit gebundenen Flößen, die in Deutschland bis zum Beginn unserer Zeitrechnung zurückreicht und früher auch dem Güter- und Personenverkehr diente, findet die Beförderung nur talwärts statt. Charakteristisch für den Bau der Flöße, zu deren Bewegung in neuerer Zeit auch die Dampfkraft benutzt wird, ist, daß zur Verbindung der einzelnen Stämme zu einem Gestöre vorzugsweise Holz verwendet wird. Diese Gestöre werden einzeln oder in Gruppen vereinigt und, nicht selten mit

[34] Die erste zuverlässige Nachricht über die Kammerschleuse, welche sowohl die Italiener als auch die Holländer zuerst erfunden haben wollen, erschien in der Mitte des 15. Jahrh.; vgl. G. Hagen, Handb. d. Wasserbaukunst, 3. Aufl., II. Teil, Bd. III, S. 174.

[35] Die Abb. 76 u. 80 bis 82 sind den »Elementen des Wasserbaues« von Sonne u. Esselborn, Leipzig 1904, entnommen.

Brettern, sowie mit Brennholz befrachtet, nach den Hauptpunkten des Holzhandels gebracht, woselbst ihre Bestandteile entweder auf andere Verkehrswege übergehen oder zur Herstellung größerer Flöße behufs Weiterbeförderung auf dem Wasser dienen.

Die Breite der Flöße, welche von der nutzbaren Breite der Gewässer und der in diesen befindlichen Flößereianlagen abhängt, ist sehr verschieden; auf kleinen Nebenflüssen des Rheingebiets z. B. sind 4 m breite Flöße üblich, während zwischen Mannheim und Koblenz bzw. unterhalb Koblenz solche von 63 m bzw. 72 m Breite zulässig sind. Die größte Länge der Rheinflöße beträgt 250 m.

Die zur Herstellung der nötigen Wassertiefe bzw. zur Ansammlung der erforderlichen Wassermassen und zur Gewinnung von Wasserkraft angelegten Stauwerke werden von den Flößen mit Hilfe der in § 21, S. 389 beschriebenen Floßdurchlässe überschritten, bei denen als Verschlußvorrichtungen in der Regel hölzerne Schütze dienen. Bei großen Lichtweiten werden in neuerer Zeit nicht selten Floßdurchlässe hergestellt, die mit Trommelwehren (s. S. 399) versehen sind.

§ 26. Binnenschiffahrt.

a) Fluß- und Kanalschiffe. Während die zur Beförderung von Personen dienenden, Boote genannten Schiffe die Wasserstraßen vergleichsweise nur in geringerem Grade beeinflussen, ist dies bei den Frachtschiffen, die am besten Kähne genannt werden, und deren Abmessungen und damit auch ihre Tragfähigkeit fortwährend zunehmen, in größerem Maße der Fall. Die durchschnittliche Tragfähigkeit der Rheinschiffe betrug früher nur 400 t, während heute auf diesem Strome Schiffe von 2000 t und mehr verkehren.

Wenn auch die Mehrzahl der Fluß- und Kanalschiffe, deren Bauart insoweit übereinstimmt, als beide einen flachen Boden und im wesentlichen parallele Seitenwände (Borde) haben, zur Zeit noch aus Holz besteht, so werden doch im Fernverkehr die, eine größere Steifigkeit, längere Dauer und bessere Form besitzenden eisernen Schiffe die hölzernen wahrscheinlich ganz verdrängen.

Von den Abmessungen der Schiffe ist die von den Wassertiefen der Wasserstraßen abhängige Tauchung oder der Tiefgang bei voller Ladung die wichtigste und liegt bei den größeren Schiffen der bedeutenderen Gewässer zwischen 0,8 und 2,4 m. Im Mittel verhält sich die Tauchung T zur oberen Breite B der Schiffe wie 1:4,5 und diese zur Schiffslänge L wie 1:8, so daß sich $T:B:L = 1:4{,}5:4{,}5 \cdot 8$, d. h. wie 1:4,5:36 verhält. Kanalschiffe, welche nur Schiffahrtskanäle befahren, haben wegen deren gleichmäßiger Wassertiefe gewöhnlich im Vergleich zu ihrer Breite einen größeren Tiefgang als die Flußschiffe.

Die Wasserverdrängung (Deplacement) eines Schiffes in cbm und damit auch das Gewicht der von diesem verdrängten Wassermasse in t ergibt sich, wenn man das Produkt aus Länge, Breite und Tiefgang mit einem das Verhältnis des Inhalts des eingetauchten Schiffskörpers zu demjenigen eines ihm umschriebenen Parallelepipedons angebenden Erfahrungsbeiwert multipliziert. Der letztere, welcher Völligkeitsgrad genannt wird und bei Kanalkähnen nicht selten größer als bei Flußkähnen ist, bietet einen Maßstab für die gute Ausnutzung der Hauptabmessungen des Schiffskörpers und ist je nach dessen Form gleich 0,8 bis 0,9. Die Tragfähigkeit kann dann zu 75 bis 82 % des der Wasserverdrängung entsprechenden Wassergewichts angenommen werden, da für das Eigengewicht des Fahrzeugs einschließlich seiner Ausrüstung 18 bis 25 % jenes Gewichts, und zwar bei großen Kähnen weniger, als bei kleinen, zu rechnen ist.

Bei eisernen Kähnen wird die untere Kante der lotrechten Borde unten abgerundet, der Boden ist platt. Für den vorderen Teil ist eine löffelartige Form zu empfehlen;

die Form des hinteren Teils wird durch die Gestalt des Ruders (Steuerruders) beeinflußt, die Wasserlinien, d. h. die durch Schnitte von Horizontalebenen mit einem ruhenden Schiffskörper entstehenden Linien, sind aber auch dort bogenförmig gestaltet.

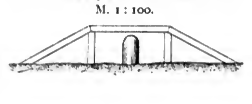
b) Die verschiedenen Arten der Schiffsbeförderung bestehen in dem Treibenlassen der Schiffe mit dem Strome, dem Ziehen der Fahrzeuge vom Land aus, in dem Segeln und in der Fortbewegung durch Dampfkraft.

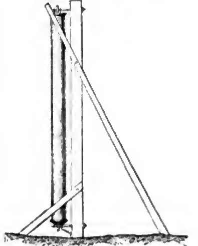
α) *Das Treiben der Schiffe mit dem Strom* unter gelegentlicher Benutzung der Segel kommt jetzt nur noch auf Flußstrecken mit ansehnlichem Gefälle zur Anwendung; hierbei ist die Geschwindigkeit des treibenden Schiffes größer als die Wassergeschwindigkeit [36]).

β) *Das Ziehen der Schiffe vom Land aus* mittels Leinen oder das Treideln kommt hauptsächlich auf Kanälen, sowie auf kleinen Flüssen bei der Bergfahrt vor und erfolgte früher fast ausschließlich durch Menschen, während jetzt hierzu Pferde verwendet werden. Bei kleineren Kanalschiffen kann die Leine unmittelbar an dem Schiffe befestigt werden, während bei der Flußschiffahrt die längere und deshalb mehr durchschlagende Leine an dem Maste des Schiffes anzubringen ist. Die mit Pferdezug auf Kanälen erzielte mittlere Geschwindigkeit beträgt 3 bis 4 km in der Stunde.

Als Wege für die ziehenden Menschen und Pferde dienen die Leinpfade oder Treidelwege, welche bei Flüssen und kanalisierten Flußstrecken in der Regel nur an einer, bei Schiffahrtskanälen dagegen, weil hier der Leinenzug in beiden Richtungen


Abb. 77. Haltepfahl. M. 1 : 100.


Abb. 78. Haltepfahl mit Streichhölzern. M. 1 : 100.


Abb. 79. Leitrolle aus Holz.

stattfindet, an jeder Seite angelegt werden. Die Breite der mit einem einseitigen, vom Wasserlauf abgekehrten Gefälle versehenen Leinpfade wurde früher zu 3,5 bis 4,0 m angenommen; neuerdings wird sie jedoch etwas eingeschränkt und kann unter Brücken bis auf 2,5 m ermäßigt werden.

An den Ufern, wo die Fahrzeuge anlegen, sowie bei Stromschnellen, wo die ermatteten Pferde ausruhen sollen, werden Haltepfähle oder Schiffshalter (Abb. 77) [37]), d. h. kurze, starke Pfähle gesetzt, an denen das Schiff an Tauen befestigt werden kann. An felsigen Ufern und an Kaimauern werden die Haltepfähle durch gut befestigte eiserne Ringe ersetzt. Damit die Leine nicht an Haltepfählen, die sich zwischen dem Leinpfad und dem Flusse befinden, hängen bleibt, müssen daselbst Streichhölzer (Abb. 78) angebracht werden. Bei scharfen Biegungen bringt man an der konvexen Seite zur Verbesserung der Zugrichtung 2 bis 3 m hohe Leitrollen (Abb. 79) mit einem Durchmesser von 25 cm an, die in neuerer Zeit aus Metall hergestellt werden.

[36]) Ruttmann, »Warum bewegt sich ein in einem Flusse frei zu Tal treibendes Schiff schneller als das Wasser selbst und um so schneller, je schwerer es beladen ist?« in der Deutschen Bauz. 1887, S. 243 f.

[37]) Die Abb. 77 bis 79 u. 83 sind dem »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, 4. Aufl., III. Teil, V. Bd., Kap. I, bearbeitet von E. Sonne, entnommen.

γ) *Das Segeln.* In neuerer Zeit wird auf den meisten Flüssen des Binnenlandes das Segel nur aushilfsweise gebraucht, um bei der Bergfahrt die Anstrengung der Pferde zu vermindern, bei der Talfahrt dagegen die Geschwindigkeit des treibenden Schiffs zu vergrößern. Auf den mit Strommündungen in Verbindung stehenden Wasserläufen im Flachlande war jedoch das Segel früher ein zur Beförderung der Schiffe unentbehrliches Mittel.

δ) *Die Dampfschiffahrt* auf freien Flüssen wird mittels freifahrender Dampfer oder mit solchen betrieben, welche an einer Kette oder einem Drahtseil fahren; die ersteren sind entweder Schraubendampfer oder Raddampfer, und diese gewöhnlich Seitenraddampfer. Bei genügender Wassertiefe werden für die Beförderung von Gütern die vorteilhafter wirkenden Schraubendampfer, für diejenige von Personen dagegen die ruhiger fahrenden Raddampfer bevorzugt.

Bei der Güterbeförderung ist das Schleppen in Schiffszügen vorteilhafter als die Benutzung der Frachtdampfer, welche dem Verkehr mit rasch zu befördernden Stückgütern dienen, weil im ersteren Falle der Dampfer während des Ladens und Löschens nicht still zu liegen braucht. Neuere Schlepper haben bedeutende Abmessungen; so sind z. B. große Rheinschlepper 76 m lang und über 9 m breit. Die Kettenschiffahrt erfordert Schlepper, welche mit zwei von der Dampfmaschine in Bewegung gesetzten und wie Schiffswinden wirkenden Trommeln ausgerüstet sind, auf deren eine die Kette sich aufwickelt, während sie sich von der andern abrollt. Bei der Seilschiffahrt tritt an Stelle dieser Trommeln eine mit zangenartigen Vorrichtungen versehene Seilscheibe.

Einer ausgedehnten Anwendung der Dampfkraft auf älteren Kanälen stellen sich große Schwierigkeiten entgegen, welche sich hauptsächlich aus der Beschränktheit des Wasserquerschnitts, der Kürze der Haltungen, sowie der großen Zahl und der geringen Länge der Schleusen ergeben. Die auf Kanälen verkehrenden freifahrenden Dampfer sind fast ausschließlich Schraubendampfer. Ketten- und Seilschiffahrt (Tauerei) kommen auf Schiffahrtskanälen selten zur Anwendung. Bei dem Bau neuer Kanäle empfiehlt sich eine Einschränkung der Zahl der ein Haupthindernis einer kräftigen Entwicklung der Dampfschiffahrt auf Kanälen bildenden Schleusen unter Verstärkung ihres Gefälles und damit eine Vergrößerung der Länge der Haltungen.

Auf kanalisierten Flüssen, deren Wasserverhältnisse im allgemeinen der Anwendung der Dampfkraft günstig sind, kommen neben den freifahrenden Dampfern nicht selten Kettenschlepper vor. Doch ist die Beförderung in Zügen während des größten Teils der Schiffahrtszeiten der Schleusen wegen sehr umständlich, selbst wenn deren Abmessungen für Schiffszüge berechnet sind.

ε) *Das elektrische Treideln.* Das Betreben, das beschwerliche Treideln mit Pferden durch besseres zu ersetzen, hat das mechanische Treideln, d. h. ein solches mittels eines endlosen, laufenden Drahtseils und das elektrische Treideln ins Leben gerufen.

Der zeitliche Vorrang der Erfindung der elektrischen Treidelei wird einerseits dem Baurat RUDOLPH in Stettin zugesprochen, andererseits von den Amerikanern in Anspruch genommen, die im Jahre 1904 am Erie-Kanal probeweise einen elektrischen Schiffzug eingerichtet hatten. In Deutschland ist für den Teltow-Kanal ein, alle andern Betriebsarten ausschließender elektrischer Betrieb eingeführt, nachdem daselbst 1906 auf einer 1,8 km langen Probestrecke mit zwei Schienensträngen die elektrische Treidelei der SIEMENS-SCHUCKERT-Werke nach KÖTTGENS Bauart erprobt worden war. Die elektrische Lokomotive trägt hinten einen langen schrägstehenden verstellbaren, eisernen Arm mit Rolle, über die das Treidelseil hinweggeht. Die elektrischen Treidel-

anlagen waren Anfang 1907 fertig gestellt und noch in demselben Jahre wurde der elektrische Kanalbetrieb vollständig und mit Erfolg durchgeführt[38].

c) **Die Kammerschleusen,** welche später eingehender besprochen werden sollen, bestehen aus dem Ober- und Unterhaupt (Abb. 80 u. 81) mit den zugehörigen Verschlußvorrichtungen, die als zweiflügelige, im Grundriß einen stumpfen Winkel bildende sogen. Stemmtore hergestellt werden, in denen sich Schützöffnungen befinden, um den Wasserstand allmählich zu senken oder zu heben und das Öffnen der Tore zu ermöglichen. Der zwischen den beiden Stauvorrichtungen liegende, das zu hebende oder zu senkende Schiff aufnehmende mittlere Raum heißt die Kammer, und ihre nutzbare Länge LL_1 wird von der Bogensehne der im Grundriß gekrümmten Abfallmauer bis zum Anfang des Unterhaupts gerechnet. Der Höhenunterschied zwischen dem Ober- und Unterwasser heißt das Gefälle der Schleuse.

Abb. 80 u. 81. Kammerschleuse.

Abb. 80. Längenschnitt.

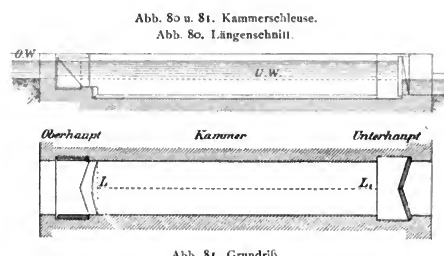


Abb. 81. Grundriß.

Das Schleusen der Schiffe geht in folgender Weise vor sich. Ist der Wasserstand in der Kammer, wie in Abb. 80, derjenige des Oberwassers, und will ein Schiff flußabwärts fahren, so wird das obere Schleusentor geöffnet und, nachdem das Fahrzeug in die Kammer eingefahren ist, wieder geschlossen. Öffnet man dann die Schützöffnungen des unteren Tors, so senkt sich der Wasserstand der Kammer und damit auch das Schiff auf denjenigen des Unterwassers, und das Fahrzeug kann nach Öffnen des unteren Tors in das Unterwasser einfahren. Will man dagegen das Schiff flußaufwärts befördern, so wird das obere Schleusentor geschlossen und das Fahrzeug fahrt in die Kammer durch das geöffnete untere Tor, welches dann wieder geschlossen wird. Öffnet man nun die Schütze des oberen Tors, so wird der Wasserstand der Kammer auf denjenigen des Oberwassers gebracht, und das mitgehobene Schiff kann durch das obere Tor in das Oberwasser eintreten.

b) **Die Abmessungen der künstlichen Wasserstraßen und ihrer Bauwerke** werden durch diejenigen der Schiffe, besonders durch deren Tiefgang bedingt, weil sich aus dem eingetauchten Hauptquerschnitt der Kähne, d. h. dem Produkt aus Tiefgang und Breite, die zweckmäßige Größe des Wasserquerschnitts ergibt. Ferner bestimmen die Breiten der Schiffe die Weiten der Einfahrten in die Schleusen, während die Längen der Fahrzeuge diejenige der Schleusen, die Größe der Halbmesser gekrümmter Kanalstrecken und anderes bedingen.

Da die Anforderungen an die Abmessungen der Schiffe im Laufe der Zeit sich erheblich steigerten, so mußten auch die Abmessungen der künstlichen Wasserstraßen größere werden. Beispielsweise wurde deren normale Wassertiefe in Frankreich zu 2 m angenommen, während daselbst bei älteren Kanälen Tiefen bis zu 1 m abwärts vor-

[38] Näheres s. Block, Elektrische Treidelversuche auf dem Teltow-Kanal. Glasers Annalen 1904, I, S 145. — Derselbe, Betriebseinrichtungen des Teltow-Kanals. Elektrotechn. Zeitschr. 31. Mai u. 7. Juni 1906.

kommen. In Deutschland besitzt ein Teil der ausgeführten Kanäle eine Wassertiefe von 2,0 m, deren Vergrößerung auf 2,5 m gewahrt ist, während andere, von der Rheinschiffahrt beinflußte Kanäle von vornherein die letztgenannte Tiefe erhielten.

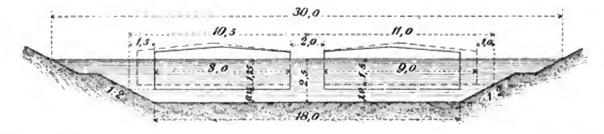
Für die Höhe der Unterkante fester Brücken über dem normalen Wasserspiegel der Kanäle ist diejenige der leer fahrenden, mit einem durchgehenden Deck versehenen Schiffe, ferner die Höhe sperriger Ladungen, wie Heu und Stroh, und die Höhe der Dampfer bei niedergelegten Schornsteinen maßgebend. Früher wurden 4 m Lichthöhe für ausreichend gehalten, und nicht selten mußte man sich örtlicher Schwierigkeiten wegen mit einer solchen von 3,7 m und noch weniger begnügen; in neuerer Zeit jedoch wird die Höhe öfters größer als 4 m angenommen. Auch hier stellt das Rheingebiet größere Anforderungen, wonach 4,7 m Durchfahrtshöhe erforderlich sind.

Bei den Schleusen sollte der normale Abstand zwischen Kanalsohle und Schiffsboden bei neueren Kanälen nicht weniger als 0,4 m betragen, so daß sich bei einer Wassertiefe von 2 m für die Kähne ein Tiefgang von $2{,}0 - 0{,}4 = 1{,}6$ m ergibt. Nimmt man deren Breite gleich dem Fünffachen des Tiefgangs und ihre Länge gleich dem Siebenfachen der Breite an, so ergeben sich $5 \cdot 1{,}6 = 8$ m breite und $7 \cdot 8 = 56$ m lange Kähne, deren Tragfähigkeit, wenn diese gleich 0,7 des Gewichts von Schiff nebst Ladung und der Völligkeitsgrad (s. S. 403) gleich 0,85 gesetzt wird, sich zu

$$1{,}6 \cdot 8 \cdot 56 \cdot 0{,}7 \cdot 0{,}85 = 426 \text{ oder rund } 400 \text{ t berechnet.}$$

Beträgt dagegen die Wassertiefe 2,5 m, und soll die Beförderung der Kähne mittels Dampfkraft erfolgen, so muß zwischen dem Schiffsboden und der Kanalsohle ein Abstand von 0,75 m bleiben, so daß sich für 8 m breite Kähne von 600 t Tragfähigkeit ein Tiefgang gleich $2{,}5 - 0{,}75 = 1{,}75$ m ergibt. Rechnet man zwischen zwei sich begegnenden Schiffen 2 m Abstand (Abb. 82), so erhält man eine Sohlenbreite von $2 \cdot 8 + 2 = 18$ m

Abb. 82. Zweischiffiger Binnenkanal.



und bei zweifachen Böschungen eine obere Wasserbreite von $2 \cdot 2 \cdot 2{,}5 + 18 = 28$ m, die sich, wenn der Böschungsbefestigung wegen beiderseits 1 m breite Bermen angeordnet werden, auf 30 m erhöht. Bei diesem Querschnitt können, wie mit strichpunktierten Linien angegeben, auch 9 m breite Kähne mit einem Tiefgange von 1,5 m verkehren.

Für den in Abb. 82 dargestellten Fall berechnet sich, wenn die Bermen 0,75 m unter dem Wasserspiegel liegen, das Verhältnis des Wasserquerschnitts zum eingetauchten Schiffsquerschnitt, welches mindestens 4 : 1 sein soll, damit der Schiffswiderstand, d. h. der vom Wasser den in Bewegung befindlichen Fahrzeugen entgegengesetzte Widerstand, sich nicht zu sehr vergrößert, zu $\left(18{,}0 \cdot 2{,}5 + 2 \cdot \frac{2{,}5 \cdot 5{,}0}{2} + 2 \cdot 1{,}0 \cdot 0{,}75\right) : 8 \cdot 1{,}75$, d. h. zu 59 : 14 oder 4,2 : 1. Man vergleiche die Besprechung des Wasserquerschnitts in § 31 des folgenden Abschnitts.

In den Schleusen der Schiffahrtskanäle sollte die Wassertiefe 0,5 m größer als diejenige der angrenzenden Kanalstrecken sein, um eine spätere Vertiefung der letzteren zu ermöglichen. Auch muß bei Bestimmung der Lichtweite berücksichtigt werden, daß

die Kähne mit sog. Scheuerleisten versehen sind, und daß zwischen Kahn und Schleusenmauer ein kleiner Spielraum bleiben muß. Demgemäß beanspruchen 8 m breite Kähne eine Schleusenweite von 8,6 m, während die Länge der Kammer 55 bis 67 m beträgt. Neuere Kammerschleusen erhalten jedoch nicht selten größere Abmessungen; bei 9,6 m Lichtweite können die Schleusen von 9,0 m breiten Flußkähnen befahren werden; den Schleusen der Main-Kanalisierung zwischen Frankfurt und Mainz hat man 10,5 m und den Schleusen des Elbe-Trave-Kanals sogar 12,0 m Weite gegeben.

§ 27. Der Schiffswiderstand. Kenntnis des Widerstandes, den das Wasser der Bewegung der Schiffe entgegensetzt, ist für den Schiffahrtsbetrieb, aber auch für den Kanalbau wichtig. Der Schiffswiderstand wächst nahezu mit dem Quadrate der Geschwindigkeit des Schiffes (v_1), außerdem teils mit der Größe (f) der eingetauchten Fläche des Hauptquerschnitts, teils mit der Größe der benetzten Mantelfläche. Da die beiden letztgenannten Größen bei ähnlichen Fahrzeugen in ziemlich gleichem Maße zunehmen, darf man bei Berechnungen nur die erstgenannte einführen. Wenn die Fahrzeuge sich in ruhendem Wasser und in breiten Wasserquerschnitten bewegen, setzt man somit als Schiffswiderstand gewöhnlich

$$W_1 = k \cdot f \cdot v_1^2 .$$

Hierin bezeichnet k eine Erfahrungszahl, die bei neueren gut gebauten Kähnen = 11 bis 14 angenommen werden kann.

Mit Donauschiffen angestellte Versuche haben ergeben, daß es richtiger ist, bei v_1 den Exponenten 2,25 einzuführen; dies soll nachstehend geschehen.

Wenn ein Schiff in einem Flusse stromauf fährt, kommt bei Bemessung des Widerstandes außer der Geschwindigkeit, mit welcher das Schiff fortschreitet, auch die Geschwindigkeit v_2 des im Bereiche des eingetauchten Querschnittes strömenden Wassers in Betracht und es ist der Widerstand

$$W_2 = k \cdot f \cdot (v_1 + v_2)^{2,25} \qquad (25)$$

Bei starken Gefällen nehmen somit infolge der daselbst eintretenden ansehnlichen Geschwindigkeiten des Wassers die Schiffswiderstände erheblich zu. Ferner ist zu berücksichtigen, daß es sich um Beförderung auf einer geneigten Ebene handelt, wobei ein gewisser Teil des Schiffsgewichts stetig gehoben werden muß. Es kommt noch hinzu, daß die Schiffsschrauben und die Räder der Raddampfer infolge stärkeren Gleitens der Flügel bzw. der Schaufeln um so unvollkommener wirken, je schneller das Wasser fließt, welches sie treffen. In sehr starken Gefällen steigern sich die genannten Schwierigkeiten so sehr, daß der wirtschaftlichen Verwendung freifahrender Dampfer, insbesondere freifahrender Schlepper, ein Ziel gesetzt ist; als dieses kann man ein Gefälle von etwa 0,5 ‰ annehmen. Aus diesen Umständen ergeben sich die Vorteile der bereits erwähnten Ketten- und Seilschiffahrt.

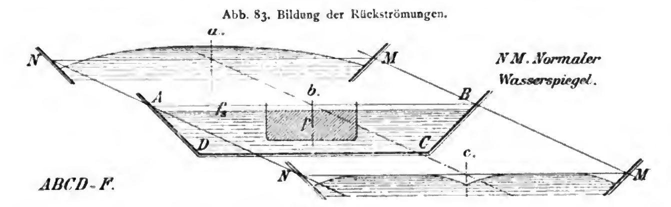
Die in den beschränkten Querschnitten eines Schiffahrtskanals fahrenden Schiffe unterliegen ähnlichen Umständen, wie die in einem Flusse stromauf fahrenden, sie haben gleichfalls eine Strömung zu überwinden; aus folgendem geht das Nähere hervor.

Vor dem Schiffe bildet sich eine wandelnde Anstauung, die sog. Bugwelle (Abb. 83 bei a), neben demselben aber an beiden Seiten Einsenkungen, s. daselbst bei b. Wegen des Höhenunterschiedes der Wasserspiegel bei a und b entsteht eine Strömung, deren Richtung der Fahrrichtung des Schiffes entgegengesetzt ist, die sog. Rückströmung.

Durch ausgedehnte Versuche, die gegen Ende des vergangenen Jahrhunderts am Dortmund-Ems-Kanal angestellt sind, ist unter anderm ermittelt, wie groß die Tiefen der Einsenkungen bei verschiedenen Fahrgeschwindigkeiten und verschiedenen Schiffsformen sind, hieraus konnte HAACK den Flächeninhalt f_s der Einsenkungsquerschnitte für zahlreiche Fälle berechnen[39]. Selbstverständlich muß auch der Wasserquerschnitt F bekannt sein.

Man nimmt an, daß die Fläche des eingetauchten Querschnitts f und die Fläche des Einsenkungsquerschnitts f_s in gleicher Weise zu behandeln seien und setzt dement-

Abb. 83. Bildung der Rückströmungen.



sprechend die Wassermenge, welche durch das fahrende Schiff verdrängt wird, gleich $(f+f_s)v_1$, dieselbe ist gleich der rückwärtsströmenden Wassermenge $[F-(f+f_s)]v_2$ (vgl. Abb. 83 *b*), und es ergibt sich als Geschwindigkeit der Rückströmung:

$$v_2 = \frac{f+f_s}{F-(f+f_s)} \cdot v_1,$$

$$\text{nun wird } v_1 = \frac{F-(f+f_s)}{F-(f+f_s)} \cdot v_1 \text{ addiert,}$$

$$\text{man erhält } v_1 + v_2 = \frac{F}{F-(f+f_s)} \, v_1$$

oder, wenn man im Zähler und Nenner durch f dividiert, auch abkürzend n statt $F:f$ und y statt $f_s:f$ schreibt,

$$v_1 + v_2 = \frac{n}{n-(1+y)}.$$

Schließlich ergibt sich für den Widerstand W_3' in eingeengten Wasserquerschnitten

$$W_3' = k \cdot f \left(\frac{n}{n-(1+y)}\right)^{2,25} \cdot v_1^{2,25}. \tag{26}$$

Eine Anwendung dieser Formel geht aus dem nachstehenden Beispiel hervor. Bei verschiedenen Versuchen am Dortmund-Ems-Kanal war die Wassertiefe 2,5 m, der Wasserquerschnitt $F = 59,5$ qm, die Tauchtiefe des Versuchskahns Emden $= 1,75$ m, und dessen eingetauchter Querschnitt $f = 14,1$ qm, somit $n = \frac{59,5}{14,1} = 4,22$. k ist hier schätzungsweise $= 12,5$ kg/qm angenommen. Der Kahn war ein 600 t-Kahn mit löffelförmigem Vorderteil. Die Fahrgeschwindigkeiten lagen im allgemeinen zwischen 1,0 und 2,0 m/sek.

Es handelt sich nun darum, das y der obigen Formel zu bestimmen, das geschieht wie folgt:

[39] HAACK, Schiffswiderstand u. Schiffsbetrieb nach Versuchen auf dem Dortmund-Ems-Kanal, Berlin 1900.

Unter Benutzung der von HAACK ermittelten Einsenkungsquerschnitte erhält man im vorliegenden Falle:

$$\text{bei } v_1 = 0{,}96 \quad 1{,}23 \quad 1{,}54 \quad 1{,}75 \text{ m}$$
$$f_1 : f = 0{,}06 \quad 0{,}16 \quad 0{,}24 \quad 0{,}37 \text{ »}$$

Wenn man nun die v_1 als Abszissen und die $f_1 : f$ als Ordinaten aufträgt, ergibt sich durch Verbindung der Endpunkte der letztern eine gebrochene Linie, welche man durch eine Parabel ersetzen kann. Die Gleichung dieser Parabel ist $y = 0{,}15\, v_1^2$; in Rücksicht auf andere, hier nicht im einzelnen erwähnte Beobachtungen und der Sicherheit wegen ist die Parabel etwas über jene gebrochene Linie gelegt.

Gleichung 26 lautet nunmehr

$$W_3' = 12{,}5 \cdot 14{,}1 \left(\frac{4{,}22}{4{,}22 - (1 + 0{,}15 \cdot v_1^2)} \right)^{2,25} \cdot v_1^{2,25}.$$

Bei einer stündlichen Fahrgeschwindigkeit v_1 von 5 km, die bei neuen Kanälen als zulässig bezeichnet ist, erhält man $v_1 = 1{,}4$ m/sek und $W_3' = 853$ kg.

Aus HAACKs Beobachtungen sind 820 kg ermittelt.

Bei 1,4 m Fahrgeschwindigkeit ist in ruhendem Wasser der Schiffswiderstand $W_1' = 12{,}5 \cdot 14{,}1 \cdot 1{,}4^{2,25} = 375$ kg, im Kanale steigt er also auf mehr als das Doppelte.

Im 5. Bande des III. Teils des »Handbuchs der Ingenieurwissenschaften«[49]), auch im Zentralbl. der Bauverwaltung 1905 (S. 79) ist der Schiffswiderstand vom Verfasser eingehender besprochen, als hier geschehen konnte.

§ 28. Anforderungen des Verkehrs an Wasserstraßen und Schiffahrt.

Bevor auf sonstige Einzelheiten eingegangen wird, sollen die Hauptpunkte der Anforderungen, welche der Verkehr an Wasserstraßen und Schiffahrt stellt, im allgemeinen erörtert werden. Dieselben Punkte kommen in Betracht, wenn verschiedene Verkehrsmittel, z. B. Wasserstraßen und Eisenbahnen, miteinander verglichen werden.

Jene Anforderungen sind erheblich gestiegen, seit die Dampfmaschine ein Hilfsmittel des Verkehrs geworden ist. Es wird nicht allein Sicherheit und Regelmäßigkeit, sondern auch Billigkeit und Schnelligkeit verlangt.

Die Sicherheit des Verkehrs auf Flüssen war gering, solange dieselben sich ganz in ihrem Naturzustande befanden. Die veränderliche Lage des Talwegs, alte Baumstämme, Felsen u. dgl. führten oft Verluste von Schiffen herbei. In neuerer Zeit ist dies infolge Regelung der Fahrwasser sehr viel besser geworden und an geeigneten Stellen wird ein Zusammentreffen zweier Schiffe durch Signalisierung verhütet. Geschützte Liegeplätze für die Schiffe bei Hochwasser und Eisgang (Winterhäfen) sind in großer Zahl hergestellt. Solche Liegeplätze erfordert auch die Seeschiffahrt, bei dieser kommt aber hinzu, daß die vor Anker gehenden Schiffe durch Wellenbrecher den Einwirkungen starker Wellen entzogen werden müssen, wenn die Natur nicht von vornherein geeignete Ankerplätze bietet.

Mit der Sicherheit der Beförderung wächst auch ihre Regelmäßigkeit, insoweit es sich um die Einhaltung bestimmter Fahrzeiten handelt. In dieser Hinsicht hat die Dampfmaschine große Fortschritte gebracht, obwohl der Wasserverkehr dem Eisenbahnverkehr hierbei nicht gleichkommen kann.

Ein das ganze Jahr hindurch ununterbrochener Wasserverkehr ist im allgemeinen ausgeschlossen; der Verkehr muß sowohl wegen hoher, wie wegen sehr niedriger Wasserstände, besonders aber wegen Frost mitunter eingestellt, mindestens eingeschränkt werden. Die neuere Zeit hat aber auch auf diesem Gebiete einen Fortschritt insofern gebracht, als im

[49]) I. Kap.: »Wasserstraßen, Flößerei u. Binnenschiffahrt«, bearb. von E. SONNE.

Winter für die Freihaltung wichtiger Fahrwasser sehr kräftig gebaute Dampfer, Eisbrecher, mit Erfolg verwendet werden.

Beförderung zu möglichst geringen Preisen, also Billigkeit, wird besonders bei Gütern verlangt, und ein mit guten Hilfsmitteln ausgestatteter Wasserverkehr ist hierin, sobald es sich um ansehnliche Entfernungen handelt, jeder anderen Art der Beförderung überlegen. Dazu gehört aber auch, daß die Schiffe groß sind; je größer das Schiff, desto bedeutender ist aber die Wassertiefe, welche es beansprucht. Ohne ansehnliche Wassertiefen läßt sich deshalb eine billige Beförderung nicht erreichen. Hieraus ergibt sich für die Flüsse, daß auf eine Vergrößerung der Wassertiefen namentlich an den Stellen, woselbst sie von Natur nur gering sind, besonderer Wert zu legen ist, und daß es der Mühe lohnt, die Fahrstraßen durch Baggern zu vertiefen, wenn sich dies nicht auf anderm Wege erreichen läßt.

Beförderung in möglichst kurzer Zeit, also Schnelligkeit, kommt hauptsächlich beim Personenverkehr in Betracht; weil sie aber einen großen Aufwand an Maschinenkraft bedingt, sind Schnelligkeit und Billigkeit schwer vereinbar. Bei den natürlichen Wasserstraßen kommen große und gleichmäßige Wassertiefen auch der Schnelligkeit zu gute. Auf Kanälen sind es hauptsächlich die Schleusen, welche die Schnelligkeit der Beförderung beeinträchtigen; bei neueren Ausführungen ist man deshalb bestrebt, die Zahl der Schleusen so weit tunlich einzuschränken. Es kommt aber auch darauf an, daß die Zeiten von möglichst kurzer Dauer sind, während welcher die Schiffe, namentlich die Dampfschiffe, festliegen. Bei den Häfen muß man deshalb dafür sorgen, daß Entladungen und Beladungen rasch bewerkstelligt werden können. »Früher pflegte man die ganze Ladung eines Seeschiffs in Speichern aufzustapeln, um sie dann allmählich in den Verkehr zu bringen. Die Eisenbahn- und Telegraphen-Verbindungen haben aber bewirkt, daß in der Regel über die Güter, die ein großer Frachtdampfer bringt, bereits verfügt ist, wenn sie zur Löschung gelangen. Es bedarf deshalb guter Entladevorrichtungen und ausgedehnter Schuppen, mit deren Hilfe die Waren rasch zum Weiterversand verteilt werden können, nicht minder wichtig sind zahlreiche Eisenbahngeleise.« — Hieraus erklären sich die großartigen Einrichtungen und die Ausstattung der neueren Häfen.

Die Geschwindigkeit der Schiffe ist in der Regel nicht groß, weil der Widerstand des Wassers, somit die erforderliche Zugkraft, nahezu mit dem Quadrate der Geschwindigkeit zunehmen.

Man gibt die Geschwindigkeit bei Fluß- und Kanalschiffen in der Regel in km f. d. Stunde an. Als normale stündliche Geschwindigkeit der Schleppdampfer auf neueren Kanälen pflegt man 5 km (1,4 m/sek) anzunehmen; das ist die Geschwindigkeit eines rüstigen Fußgängers. Ähnlich, aber etwas geringer, ist die durchschnittliche Geschwindigkeit der Schleppdampfer auf dem Rhein. Talwärts fahren die Schiffe selbstverständlich schneller, als bergauf. Auf der Elbe (die Strecke ist nicht angegeben) sind die nachstehenden stündlichen Geschwindigkeiten beobachtet:

Schleppdampfer stromab 4,5 km (1,2 m/sek), stromauf 3,3 km (0,9 m/sek);
Personendampfer » 12,2 » (3,4 »), » 8,8 » (2,5 »).

Auf den breiten niederländischen Binnenkanälen sind den Dampfschiffen, welche dort meistens Personen und Stückgüter befördern, stündliche Geschwindigkeiten zwischen 7 und 9 km gestattet.

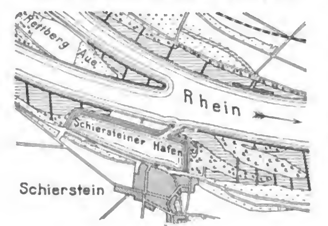
§ 29. Flußhäfen. In Anschluß an das Vorstehende sollen nunmehr die mit den Flüssen in Verbindung stehenden Flußhäfen, welche einerseits den Schiffen eine geschützte Lage bieten, anderseits das Verladen und Löschen der Frachten beschleunigen, besprochen werden. Dienen die Häfen vorzugsweise dem letztgenannten Zweck und

zur Vermittlung des Umschlags, d. h. des Verkehrs zwischen Wasser und Land, so heißen sie Handelshäfen, dagegen Winterhäfen, auch Zufluchts- oder Schutzhäfen, wenn ihr Hauptzweck die Bergung der Fahrzeuge während der Zeit ist, in welcher die Schiffahrt Hochwassers oder Eisgangs wegen eingestellt werden muß. Die Entfernung der Winterhäfen voneinander, welche je nach dem stärkeren oder geringeren Gefälle der Flüsse 35 bis 90 km beträgt, ist so zu bemessen, daß ein zu Berg fahrendes Schiff an trüben Wintertagen bis zum Eintritt der Nacht einen neuen Liegeplatz gewinnen kann. Die Häfen der Schiffahrtskanäle werden im wesentlichen ebenso, wie die Flußhäfen gestaltet.

Floßhäfen werden diejenigen Flußhäfen genannt, welche zum Landen des Floßholzes und zu dessen Bergung bei Hochwasser und Eisgang dienen. Vorhäfen, in denen die Schiffe warten, bis sie geschleust werden können, kommen bei Schleusenanlagen nicht selten vor.

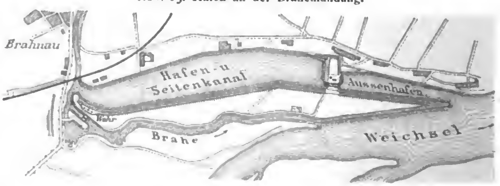
Die Flußhäfen, welche entweder nur aus einem oder, wie hauptsächlich die Handelshäfen, aus mehreren regelmäßig gestalteten Becken bestehen, sollen vor jeder dauernden kräftigen Durchströmung bewahrt bleiben, die erforderliche Wassertiefe besitzen und von dem Flusse aus bequem zugänglich sein. Handelshäfen, für deren Lage ihre Verbindung mit vorhandenen Verkehrswegen, namentlich mit Eisenbahnen, sowie ihre Entfernung von der Hafenstadt von wesentlichem Einfluß ist, müssen dem örtlichen Verkehrsbedürfnis genügen und mit den Vorrichtungen versehen sein, die der Verkehr zwischen Wasser und Land erfordert.

Abb. 84. Hafen bei Schierstein. M. 1 : 40000.



a) **Kleinere Häfen,** deren nur aus einem Becken bestehendes Hafengebiet mitunter dem Flusse selbst entnommen wird (Abb. 84), oder zu deren Herstellung Teile früherer Flußarme nicht selten verwendet werden, besitzen meistens eine mehr oder weniger unregelmäßige, der Gestaltung des Geländes angepaßte Grundrißform.

Abb. 85. Hafen an der Brahemündung.



Für Floßhäfen eignen sich besonders kanalartige Grundrißformen, die außerdem vorkommen, wenn Seitenkanäle zu Häfen erweitert werden, wie dies beispielsweise bei dem Floß- und Winterhafen an der Brahemündung (Abb. 85)[41]) der Fall ist, wo der von der

[41]) Die Abb. 85, 87 u. 98 sind dem »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, 3. Aufl., III. Bd., Kap. XI, Abschn. II, bearbeitet von E. Sonne, entnommen.

Unterbrahe abzweigende Seitenkanal zu einem Sicherheits- und Floßhafen erweitert wurde. Die Größe des Außenhafens beträgt 9 ha, diejenige des Binnenhafens 50 ha.

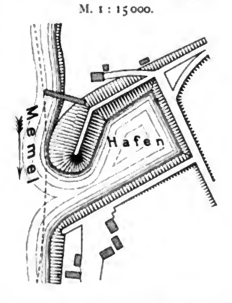
Die Größe der Winterhäfen ist so zu bemessen, daß die nach dem Schiffsverkehr und der Entfernung der benachbarten Häfen zu bemessende Anzahl Fahrzeuge in dem Hafen den zum bequemen Ein- und Ausfahren sowie zum Nebeneinanderliegen erforderlichen Raum findet.

Die Tiefe der Handelshäfen muß so groß angenommen werden, daß in ihnen beladene Schiffe noch bei dem niedrigsten Wasserstande verkehren können. Bei Winterhäfen ist jedoch diese Tiefe meistens nicht vorhanden, weil in diesen hauptsächlich unbeladene Schiffe liegen und niedrige Wasserstände während des Winters gewöhnlich nicht vorkommen. Da sich indessen die Hafensohlen durch Ablagerung von Schlamm allmählich erhöhen, so empfiehlt sich eine reichliche Bemessung der Hafentiefe, welche bei einigen ausgeführten Anlagen zu 3 m unter dem maßgebenden niedrigsten Wasserstand angenommen wurde.

b) Große Handelshäfen dienen in der Regel auch als Winterhäfen, weshalb auf diese Verwendung bei der Bemessung der Wasserfläche des Beckens und der Zahl der Vorrichtungen zum Festlegen der Schiffe Rücksicht genommen werden muß. Auch ist bei dem Entwurf einer jeden größeren Hafenanlage auf deren Erweiterungsfähigkeit Bedacht zu nehmen und deshalb der Grunderwerb nicht nur auf das vorerst erforderliche Gelände zu beschränken. Das Hafengebiet muß außerdem nahe der Hafenstadt liegen und einen guten Anschluß an bestehende Eisenbahnen ermöglichen.

Da die Anforderungen, welche die einzelnen Verkehrsgruppen hinsichtlich der Vorrichtungen für Verladung und Entladung, sowie für Aufspeicherung stellen, verschiedenartig sind, so bestehen größere Häfen aus einer Anzahl in der Ausstattung der angrenzenden Plätze verschieden behandelter Becken, zwischen denen sich sog. Zungen befinden. Ferner ist die Trennung des Petroleums und anderer feuergefährlichen Gegenstände, zu deren Lagerung die äußersten Teile des Hafengebiets zu benutzen sind, von den übrigen Kaufmannsgütern unbedingt erforderlich. Auch Kohlen erfordern wegen der eigenartigen Verladevorrichtungen besondere Becken- oder Hafenteile. Auf den Zungen und den die Hafenbecken begrenzenden Plätzen werden die erforderlichen Schuppen, Speicher, Verwaltungsgebäude, Lagerplätze, Eisenbahngeleise und Zufuhrwege angelegt.

Abb. 86. Memelhafen bei Ragnit. M. 1 : 15000.



Um diejenigen kleineren Häfen, welche in dem Überschwemmungsgebiet, und solche Teile größerer Häfen, die unter dem maßgebenden Hochwasserstande liegen, gegen Hochwasserströmung und Eis zu schützen, werden diese mit hochwasserfreien Hafendämmen (Abb. 86) umgeben, die den Hafen von dem Flusse trennen und an der Einfahrt in Köpfe übergehen, während sie sich landseitig an natürliche Höhen oder Deiche anlehnen. Der Fuß der äußeren Böschungen dieser Dämme wird durch Senkfaschinen oder Steinwürfe geschützt, auch die Hafenköpfe werden durch Pflaster und Steinwürfe gesichert.

Die Einfahrt in Handels- und Winterhäfen wird am zweckmäßigsten an den untern Teil des Hafens gelegt, weil dieser dann am besten gegen Eisgang und Versandung gesichert ist. Bei breiten Hafenbecken jedoch kann die Einfahrt auch in der Mitte des Beckens angeordnet werden. Floßhäfen dagegen erhalten gewöhnlich sowohl eine Ein-

fahrt an dem obern Ende des Hafens, als auch eine Ausfahrt. Ebenso wird ein an der Mündung eines schiffbaren Nebenflusses liegender Hafen mit zwei Einfahrten versehen, damit er von beiden Wasserläufen aus zugänglich ist.

Die Breite der Einfahrten, an der Sohle gemessen, soll mindestens gleich dem Vierfachen der Schiffbreite sein, ist jedoch, wenn auf Segelschiffahrt Rücksicht genommen werden muß, größer zu wählen und beträgt bei ausgeführten Häfen 55 bis 75 m. Die Richtung der Einfahrten für Schiffe ist stets stromabwärts sich neigend anzuordnen, damit die Strömung das Einfahren der Schiffe in den Hafen nicht erschwert. Die Einfahrten in Floßhäfen dagegen werden stromaufwärts gerichtet.

Was die Höhenlage der Zungen und Plätze bei Häfen an freien Flüssen betrifft, so legt man, da eine ganz hochwasserfreie Lage dieser sämtlichen Flächen die Baukosten vergrößern und die Verladegeschäfte erschweren würde, die Lagerplätze für Rohmaterial etwas tiefer, ungefähr 0,5 m oberhalb des höchsten Schiffahrtswasserstands. Ausladestellen für Steine u. dgl. können noch tiefer liegen, wodurch die für das Ausladegeschäft sehr bequemen Tiefkais entstehen, welche man mit den benachbarten höher gelegenen Plätzen oder Zufuhrstraßen durch Rampen und Treppen verbindet. Die Plätze dagegen, auf denen Schuppen und Speicher errichtet werden sollen, und demgemäß auch die Oberkante der Kaimauern, sind bei neueren Häfen hochwasserfrei angelegt.

Bei den im Bereiche kanalisierter Flüsse liegenden Hafenanlagen ist für die Höhenlage der Sohle vorzugsweise das gestaute Niederwasser maßgebend; doch wird auch in diesem Falle die Sohle tiefer gelegt als die Tauchung der Kähne dies erfordert, auch in Rücksicht darauf, daß unter Umständen eine Beseitigung des Staues bei niedrigen Wasserständen erfolgt. So erhielt der Hafen bei Kosel eine Wassertiefe von 2,45 m bei gestautem Niederwasser, während die Fahrtiefe der oberen Oder bei diesem Wasserstande nur 1,5 m beträgt.

Für die Höhenlage der Zungen und Plätze dieser Hafenanlagen gilt auch das oben Gesagte. Bei dem in Abb. 87 im Querschnitt dargestellten, 560 m langen, 70 m breiten und bei niedergelegtem Wehr 2,5 m tiefen Hafen bei Frankfurt a. M. liegt der rechtsseitige Hafenplatz, auf dem sich ein großer Speicher befindet, hochwasserfrei oder 4,7 m über dem Stauspiegel des Mains, während die Zunge mit ihren Ladegleisen und Lagerplätzen nur 2,3 m über diesem liegt.

Abb. 87. Hafen bei Frankfurt a. M. Querschnitt. M. 1 : 1500.

Die Hafenbecken großer Handelshäfen bestehen entweder aus einem einzigen langen Becken oder einem solchen mit eingebauten Zungen oder auch aus einer größeren Anzahl von gewöhnlich rechteckigen Becken, welche durch Zungen von der Länge der letzteren voneinander getrennt sind. Die Sohlenbreite der Becken ist in deren Mitte so zu bestimmen, daß sie mindestens für je eine an jedem Ufer liegende Kahnreihe und für zwei dazwischen in verschiedenen Richtungen fahrende Kähne ausreicht. Nimmt man für die erforderlichen Spielräume eine Kahnbreite an, so ergibt sich daselbst eine Sohlenbreite von mindestens fünf Kahnbreiten. Für die Kopfenden der Becken kann die Mindest-

breite zu vier Kahnbreiten, d. h. es kann angenommen werden, daß zwischen den beiden liegenden Kahnreihen sich nur ein Fahrzeug fortbewegen soll. Die Breiten ausgeführter Hafenbecken schwanken zwischen 35 und 75 m.

Die Längen der einzelnen Becken ergeben sich aus den Örtlichkeiten. Bei der Ermittelung der Anzahl Kähne, die sich bei gegebener Länge der Wasserbecken löschen oder laden lassen, sind die Spielräume zwischen den Kähnen so groß anzunehmen, daß diese einzeln aus der Reihe entfernt werden können. Für das Wenden der Kähne genügt in der Regel die Herstellung einiger Wendeplätze von annähernd kreisförmiger Form, deren Durchmesser mindestens gleich dem Anderthalbfachen der Schiffslänge sein muß.

c) Kanalhäfen. Bei Kanalhäfen ist die Höhenlage der Plätze eine günstigere als bei Häfen an freien Flüssen, weil man es bei ihnen mit einem nur geringeren Schwankungen unterworfenen Wasserspiegel zu tun hat. Die Höhe der Ufereinfassungen und die Tiefe der Hafensohle werden hier durch einen und denselben Wasserstand festgelegt, und die unveränderlichen Hubhöhen erleichtern den Betrieb in erheblichem Maße. Um ein leichtes Überladen sowohl bei beladenen als auch bei leeren Kanalkähnen zu ermöglichen, wurde bei ausgeführten Kanalhäfen die Oberkante der Uferbefestigungen 2 m über den gewöhnlichen Wasserstand gelegt. Da die Zufahrten zu den Kanalhäfen keine Strömung haben, so kann man den Mittellinien der Becken eine beliebige Richtung geben.

d) Befestigung und Ausstattung der Ufer. Die Art der Befestigung der Ufer, sowie deren Ausstattung mit den zum Verkehr erforderlichen Einrichtungen hängt wesentlich von dem Zweck des Hafens ab. Bei Winterhäfen genügen meistens mit Rasen bedeckte Uferböschungen und einfache Vorkehrungen zum Anlegen und Befestigen der Schiffe, sowie einige Zufahrtswege, während Handelshäfen gewöhnlich durch Bohlwerke und Kaimauern befestigte und zum Löschen und Laden bequem eingerichtete Ufer mit Treppen, Rampen, Schienensträngen, Ladestraßen, Kranen, Magazinen, Speichern und Schuppen erfordern.

Die Höhe der Kaimauern, die von der Terrainhöhe, den Wasserständen und der Größe der anlegenden Schiffe abhängt, ist so groß anzunehmen, daß die Mauerkrone über dem höchsten Wasserstande liegt. Um ein bequemes Anlegen der Fahrzeuge zu ermöglichen, erhalten die Kaimauern gewöhnlich einen Anlauf von 1 : 12; doch ist ein solcher von 1 : 8 noch zulässig. Die Tiefe der Gründung hängt von der Beschaffenheit des Baugrunds ab und ist in jedem Falle besonders zu bestimmen.

Wegen der Herstellung der Kaimauern wird auf den Abschnitt C: »Ausführung der Stütz-, Futter-, Kai- und Staumauern« im V. Kapitel des I. Bandes dieses Lehrbuchs verwiesen.

Bei Flußhäfen, bei denen der Kranbetrieb nicht so sehr Bedürfnis wie bei den Seehäfen ist, kann die Herstellung steiler Uferbegrenzungen, namentlich von Kaimauern, eingeschränkt werden. Wo diese ganz entbehrlich sind, genügen oberhalb des niedrigsten Wasserstandes einmalige Böschungen, deren Pflaster sich unten auf eine Pfahlwand stützt, weiter unterhalb dagegen zwei- bis dreimalige Erdböschungen.

Plätze, an denen das Umladen der Güter von Hand stattfindet, erhalten eine ziemlich einfache Ausstattung, und der größte Teil ihrer Fläche wird durch Lagerplätze[42]) eingenommen, wobei an der Uferseite in der Regel zwei Eisenbahngleise sich befinden. Auf Zungen ordnet man die Lagerplätze in zwei Reihen und dazwischen einen Fahrweg

[42]) Nach den »Etlichen Bemerkungen über Flußhafen-Anlagen« in der Deutschen Bauz. 1881, S. 249, können auf 1 qm 0,4 t Holz, 1,5 t Kohlen oder 3 t Roheisen lagern.

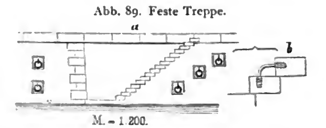
an. Die Breitenbestimmung der Plätze, die mit Schuppen, Speichern und Kranen versehen sind, richtet sich namentlich nach der Konstruktion der Krane, der Tiefe der Hochbauten, sowie danach, ob die 20 bzw. 25 m tiefen Schuppen und Speicher nur in einer oder zwei Reihen hintereinander errichtet werden sollen. Im ersteren Fall ist eine Breite der Plätze von 50 bis 60 m, bei zwei Reihen dagegen eine solche von 80 bis 90 m erforderlich.

e) Anlandevorrichtungen. Während für Boote hauptsächlich feste Leitern und Treppen als Anlandevorrichtungen dienen, sind für größere Schiffe besonders die mit dem vorderen Ende auf einem Ponton ruhenden Landungsbrücken im Gebrauch.

Die Leitern (Abb. 88)[43], welche nur für die Schiffsmannschaften und so zahlreich am Kai angebracht werden, daß auf je eine Schiffslänge mindestens eine Leiter kommt, werden 0,5 m breit aus Schmiedeisen hergestellt und liegen so weit vertieft in der Mauer, daß sie nirgends über diese vortreten. Oben auf der Mauer ist ein flacher Bügel anzubringen, in den man hineingreift, um sich ganz hinaufzuziehen. Zu beiden Seiten der Leiter befinden sich Bootsringe zum Befestigen der Fahrzeuge.

Abb. 88. Feste Leiter.

Abb. 89. Feste Treppe.

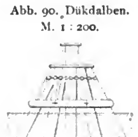


M. = 1:200.

Die für das Anlegen von Booten bestimmten festen Treppen (Abb. 89*a*) laufen am besten parallel mit der Mauer und sind in diese eingeschnitten. Die Breite der Treppe, die an der Mauerseite zweckmäßig mit einem eisernen Handläufer versehen wird, beträgt 1 bis 2 m. Auf jeder vierten oder fünften Stufe empfiehlt sich die Anbringung eines eisernen Bügels (Abb. 89*b*), in den man mit dem Bootshaken eingreifen kann.

Anlandebrücken mit Ponton am vorderen Klappenende sind besonders bei einem häufig und rasch sich ändernden Wasserstand geeignet, bei dem eine selbsttätige Hebung und Senkung der Brückenklappen erwünscht ist. Diese sind an dem Ufer in sicherer Weise gelagert, während ihr unteres freies Ende auf Rollen liegt. Das Neigungsverhältnis der Brücke darf für Personen und Vieh höchstens 1 : 5, für beladene Fuhrwerke nur 1 : 20 sein.

Abb. 90. Dükdalben. M. 1 : 200.



f) Befestigung der Schiffe. Da es den Schiffen in einem Hafen Platzmangels wegen meistens nicht gestattet ist, sich an ihren eigenen Ankern festzulegen, so bedient man sich zur Befestigung der Schiffe der Dükdalben (Abb. 90), welche aus mindestens drei, gewöhnlich aber aus einer größeren Anzahl eingerammter hölzernen Pfähle bestehen, von denen dann der mittlere höher ist als die andern und senkrecht steht, während jene eine Neigung von 1 : 3 bis 1 : 4 gegen die Senkrechte erhalten. Der Mittelpfahl, welcher auch Königspfahl genannt wird, muß 1 bis 1,5 m über den höchsten Wasserstand reichen.

Die Verbindung der Pfähle miteinander, deren Köpfe entweder abgerundet oder mit Holz abgedeckt oder mit Zink und Kupferblech bekleidet werden, erfolgt bei geringer Anzahl durch Schraubenbolzen, bei größerer dagegen durch umgelegte Bügel und Ketten.

[43] Die Abb. 88 bis 96 sind dem »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, 3. Aufl., Bd. III, Kap. XIX, bearb. von Oberbaudirektor L. FRANZIUS, entnommen.

Bei dem in Abb. 90 vorgeführten Dükdalben sind die Pfähle über Wasser mit je zwei Leisten aus hartem Holz zum Schutze gegen die Abnutzung durch die Ketten und Taue versehen. Außerdem ist eine wagerechte Scheuerleiste angebracht, auf der man stehend das »Belegen« des Dükdalben leichter bewerkstelligen kann.

Zu dem Befestigen der Schiffe am Lande dienen entweder **Schiffsringe** oder **Schiffshalter**. Die ersteren, deren Durchmesser 30 bis 40 cm und deren Stärke 6 bis 8 cm beträgt, werden meistens vertieft in der senkrechten Fläche der Kaimauer angebracht, damit durch sie kein Fahrzeug beschädigt wird. Die Ringe sind durch Bolzen zu befestigen, welche durch die Mauer reichen und daselbst am besten durch besondere Ankerpfähle gehalten werden, damit das Mauerwerk durch das die Ketten anspannende Schwanken der Schiffe keine Erschütterung erleidet.

Die **Schiffshalter**, auch **Haltepfähle** genannt, werden meistens, damit die Kaimauer nicht erschüttert wird, 8 bis 10 m hinter dieser und in Entfernungen von 25 bis 30 m voneinander aufgestellt, damit auch kleine Schiffe mindestens zwei Haltepfähle benutzen können. Liegt der Hafen so geschützt, daß starke Bewegungen der Schiffe nicht entstehen, so rückt man die Schiffshalter möglichst nahe an die Mauer oder befestigt sie in dieser selbst, damit die sonst im Wege liegenden Ketten den Verkehr nicht stören.

Schiffshalter aus Holz (Abb. 91) bestehen aus einem senkrecht eingerammten Rundpfahl von 40 bis 50 cm Durchmesser, welcher durch zwei oder vier schräg gestellte

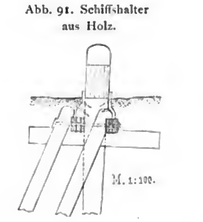


Abb. 91. Schiffshalter aus Holz.

Abb. 92 bis 94. Schiffshalter aus Gußeisen.

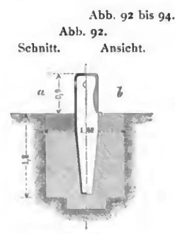


Abb. 92. Schnitt. Ansicht.

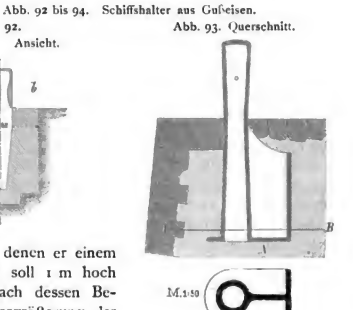


Abb. 93. Querschnitt.

Abb. 94. Schnitt *AB*.

Pfähle in den Richtungen gestützt wird, in denen er einem Zuge widerstehen muß. Der Haltepfahl soll 1 m hoch aus dem Boden hervorragen und je nach dessen Beschaffenheit 6 bis 8 m lang sein. Zur Vergrößerung der Reibung und zum Schutze des Pfahls ist dieser oben ringsum mit Leisten beschlagen. Einfacher und ebenso widerstandsfähig ist die Herstellung der Schiffshalter aus drei Pfählen, wobei die beiden schräg gestellten unmittelbar mit dem Mittelpfahl verbolzt sind.

Am besten werden die **Schiffshalter aus Gußeisen** (Abb. 92) in Form von Säulen hergestellt, die 1 m hoch über den Boden hervorragen und 2 m tief in einen schweren Mauerkörper eingelassen sind. Steht jedoch der Schiffshalter so nahe am Kai, daß ein erheblicher Zug nach aufwärts stattfinden kann, so müssen wagerechte Flanschen (Abb. 93 u. 94) angebracht werden, die durch senkrechte Rippen zu verstärken sind, damit ein Abbrechen verhindert wird.

Liegt ein Schiff hart am Kai, so ist mittels fester oder beweglicher **Reibhölzer** die durch das Hin- und Herschwanken des Schiffes hervorgerufene Reibung zwischen ihm

und der Mauer für beide unschädlich zu machen. Feste stehende Reibhölzer (Abb. 95) bestehen aus starken eichenen Balken und reichen so weit über und unter das Wasser, daß ein Schiff weder bei Hoch- noch Niedrigwasser die Mauer unmittelbar berühren kann. Die Hölzer stützen sich unten gegen einen vorstehenden Quader und werden oben durch eine an der Mauer befestigte eiserne Kappe gehalten.

Abb. 95. Feste stehende Reibhölzer an Kaimauern. M. 1 : 250.

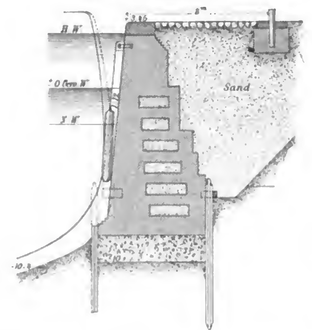
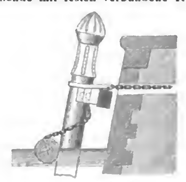


Abb. 96. Schwimmende mit festen verbundene Reibhölzer.



Ist die Mauerhöhe nicht zu groß, so wendet man statt der Reibhölzer eingerammte Prellpfähle an, die sich durch zwischengelegte Holzpolster gegen die Kaimauer stützen und elastischer sind, als die eigentlichen Reibhölzer.

Da aber die senkrechten Reibhölzer die Schiffe nur an einzelnen Punkten berühren, die nicht immer zur Aufnahme des Drucks geeignet sind, so werden vielfach feste wagerechte Reibhölzer vorgezogen, die jedoch nur für einen ziemlich gleichbleibenden Wasserstand geeignet sind. Bei starkem Wasserwechsel sind deshalb schwimmende Reibhölzer empfehlenswert. Den besten Schutz gewährt jedoch eine Verbindung von festen senkrechten mit schwimmenden wagerechten Reibhölzern (Abb. 96), wobei die über Wasser durch ein Gurtholz verbundenen Prellpfähle 8 m voneinander frei vor der Mauer stehen und mittels durch diese gehender Ketten so stark verankert werden, daß sie auch zum Festmachen der Schiffe dienen können. Vor den Pfählen schwimmen die an Ketten befestigten Reibhölzer.

D. Kanäle für die Binnenschiffahrt. Kanalisierung der Flüsse.

§ 30. Die verschiedenen Arten der Binnenkanäle. Nach ihrem Zweck und ihrer Verwendung können die Binnenkanäle eingeteilt werden in Kanäle, die ausschließlich der Binnenschiffahrt und Flößerei dienen, und in solche, die neben der Schiffahrt auch noch sonstige Zwecke, wie z. B. die Ent- und Bewässerung der Ländereien, haben. Die erstgenannte Art der Kanäle ist die am weitesten verbreitete, während die Verwendung der Schiffahrtskanäle für Entwässerungszwecke, denen besonders die in Torfmooren angelegten Moorkanäle dienen, in Deutschland seltener vorkommt. Bezüglich der Höhenverhältnisse des Geländes und der hiervon abhängigen Höhenlage der Wasserspiegel sind die Kanäle in den Niederungen von den nur in Talsohlen liegenden und von solchen zu unterscheiden, welche Wasserscheiden überschreiten.

Die vorzugsweise in den Küstenländern und in der Nähe der Strommündungen liegenden Kanäle in Niederungen bestehen entweder aus einer einzigen Haltung mit wagerechtem Wasserspiegel, oder die den Strommündungen zunächst liegenden Strecken haben infolge der muschelförmigen Aushöhlung mancher Niederungen einen höheren Wasserstand als die entfernter liegenden Kanalstrecken. Auch besitzen diese Kanäle keinen ziemlich gleichbleibenden Wasserstand, sondern der Entwässerungsverhältnisse wegen genau vorgeschriebene Hoch- und Niederwasserstände.

Die in Talsohlen liegenden Kanäle heißen Seitenkanäle (vgl. S. 402) und werden bei Flußkanalisierungen nicht selten in der Weise hergestellt, daß sie einen schiffbaren Fluß an einer Stelle verlassen und an einer andern wieder in ihn einmünden. Der Höhenplan der Seitenkanäle, an deren unteren Mündungen das Niederwasser des Flusses tiefer, das Hochwasser jedoch höher als der Wasserspiegel der benachbarten Kanalstrecke liegt, besitzt immer eine treppenförmige Form mit einseitigem Gefälle.

Kanäle, welche eine Wasserscheide überschreiten und Scheitelkanäle (vgl. Abb. 76, S. 402) oder Verbindungskanäle heißen, verfolgen möglichst die Täler der von schiffbaren Flüssen abzweigenden Wasserläufe und ersteigen mittels Schleusen die Hochebenen, auf denen sich ihre Scheitelstrecken befinden. Diese erscheinen im Höhenplan als wagerechte Linien, an die sich beiderseits eine Abtreppung anschließt.

§ 31. Hauptabmessungen des Wasserquerschnitts, Krümmungshalbmesser, Höhen- und Gefälleverhältnisse.

a) **Die Hauptabmessungen des Wasserquerschnitts** der Binnenkanäle und ihrer Bauwerke wurden schon im § 26d besprochen, wonach als zweckmäßige Wassertiefe neuer deutscher Schiffahrtskanäle mittleren Ranges je nach der Größe des zu erwartenden Verkehrs 2,0 oder 2,5 m, und als lichte Höhe zwischen Wasserspiegel und Unterkante der Brückenträger 4,0 bzw. 4,5 m anzunehmen sind, eine solche von 3,7 m jedoch unter Umständen als zulässig zu betrachten ist.

Die Kernform des Wasserquerschnitts, der mindestens das Vierfache des größten eingetauchten Querschnitts von Kähnen mittleren Tiefgangs betragen sollte, ist ein Trapez. Beispielsweise hat der Oder-Spree-Kanal bei 2 m Wassertiefe eine untere Breite von 14 m, so daß sich bei zweimaligen Böschungen eine obere Breite von $14 + 2 \cdot 4 = 22$ m ergibt. Es empfiehlt sich, Anordnungen zu treffen, die beim Steigen des Verkehrs eine Vertiefung und Verbreiterung des Wasserquerschnitts ohne Schwierigkeit ermöglichen.

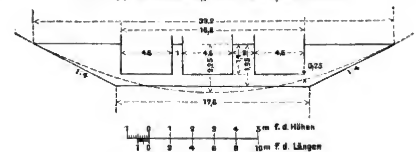
Die übliche wagerechte Lage der Kanalsohle erleidet — von sehr festem Untergrund abgesehen — beim Betrieb in der Mitte eine Austiefung. Da aber derartige Austiefungen unter Umständen die Dichtung des Kanalbettes erheblich beeinträchtigen, so begrenzt man, wie dies z. B. auch bei dem Teltow-Kanal (s. Abb. 99, S. 423) geschehen, den Querschnitt der Sohle nicht selten von vornherein durch eine gebrochene Linie so, daß die Mitte tiefer als die Seiten liegt. Eine derartige Änderung der herkömmlichen Form ist auch deshalb vorteilhaft, weil der Zugwiderstand in der Kanalmitte fahrender Kähne bei gleichbleibendem Verhältnis des Wasserquerschnitts zum eingetauchten Schiffsquerschnitt durch jene Senkung verringert wird.

Den Querschnitt des unteren Teils der Böschungen bis in den Bereich der Wellen hat man seither geradlinig, je nach der Bodenbeschaffenheit, mit Neigungen 1 : 2 bis 1 : 3 begrenzt. Unter der Einwirkung des Schiffsverkehrs bilden jedoch die Kanäle mit der Zeit eine gekrümmte Querschnittsform aus, indem bei trapezförmigem Querschnitt durch die Wirkung der Schiffsbewegung, besonders durch die Schiffsschrauben der Kanal in der Mitte vertieft und der hier aufgewühlte Boden links und rechts in die

stumpfen Winkel des Trapezes abgesetzt wird. Man sollte deshalb auf die künftige Ausbildung der gekrümmten Form Rücksicht nehmen[44].

Nach GERHARDT kann die Parabel als diejenige Form angesehen werden, die der Kanal wahrscheinlich ausbilden wird. Statt einer solchen schwer herzustellenden Form kann jedoch für die Bauausführung derjenige trapezförmige Querschnitt gewählt werden, welcher der Parabel an Form und Inhalt am nächsten kommt. Soll z. B. ein Kanal dreischiffig angelegt werden, so daß zwei beladene Fahrzeuge von 4,6 m Breite und 1,4 m Tiefgang in 2 m Abstand untereinander und in 1 m Abstand von einem daneben liegenden voll beladenen Fahrzeug sich bewegen können, so würden die drei Schiffe eine Gesamtbreite von 4,6 + 2,0 + 4,6 + 1,0 + 4,6 = 16,8 m einnehmen (Abb. 97).

Abb. 97. Bestimmung des Kanalquerschnitts.



Nimmt man nun für die beiden Seitenschiffe je nach ihrer Größe 20 bis 35 cm, für das vorliegende Beispiel 25 cm Entfernung von den Böschungen an, so ist durch diesen Abstand und die Tauchtiefe von 1,4 m die Höhenlage der Schiffsböden über der Parabel gegeben, die in diesem Fall eine Pfeilhöhe von 2,25 m haben müßte und durch einen trapezförmigen Querschnitt von 17,6 m Sohlen- und 33,2 m Wasserspiegelbreite bei vierfachen Böschungen ersetzt werden kann.

Bei Bestimmung der Wassertiefe muß man berücksichtigen, daß der normale Wasserspiegel durch verschiedene Umstände, wie z. B. durch zeitweilig unzureichenden Ersatz des verbrauchten Wassers Senkungen erfährt, die 20 bis 30 cm betragen, so daß der Abstand zwischen Kanalsohle und Schiffsboden mitunter erheblich verringert wird. Die neuen deutschen Hauptkanäle weisen deshalb, wie bereits erwähnt, bei wagerechter Sohle, 1,75 m normalem Tiefgang der Schiffe und 2,5 m Wassertiefe einen Abstand von 0,75 m auf.

b) Die Krümmungshalbmesser. Wie bei Straßen und Eisenbahnen, so setzt sich auch die Mittellinie eines Kanals aus geraden Linien und Kreisbogen zusammen, deren Halbmesser mindestens das $5\frac{1}{2}$fache der Schiffslänge, mithin für 35, 45 und 55 m lange Schiffe rund 200, 250 und 300 m betragen soll[45]. Da aber durch Vergrößerung der Halbmesser der Betrieb erleichtert wird, so hat man neueren Kanalentwürfen größere Krümmungshalbmesser von etwa dem Achtfachen der größten Schiffslänge zugrunde gelegt. Zum bequemeren Durchfahren muß der Kanalquerschnitt in der Krümmung verbreitert werden. Bis 150 m vor und hinter Schleusen, Brücken usw. sind Krümmungen in der Regel zu vermeiden.

c) Höhen- und Gefälleverhältnisse. Während für die Höhenlage der Haltungen in der Nähe der Kanalmündungen die Wasserstände der anschließenden Wässerläufe maßgebend sind, ist bei der Festlegung der Höhenlage von Scheitel- und nicht selten

[44] GERHARDT, »Zur Bestimmung der Kanalquerschnitte nach der Tauchtiefe der Schiffe« im Zentralbl. d. Bauverw. 1906, S. 113 f., woher auch die Abb. 97 entnommen ist.

[45] L. FRANZIUS, »Der Wasserbau« im Handb. d. Bauk., Berlin 1890, Abt. III, Heft 2, S. 148.

auch von Zwischenstrecken auf deren Speisung Rücksicht zu nehmen. Aus diesem Grund kann bei Kanälen im Hügelland in den obern, schwieriger zu speisenden Strecken mitunter ein kleineres Schleusengefälle als in den unteren angenommen werden.

Für die Wahl des Schleusengefälles, d. h. des Höhenunterschieds der Wasserspiegel zweier benachbarten Haltungen, ist der Umstand maßgebend, daß größere, längere Haltungen, mit sich bringende Gefälle den Betrieb wesentlich erleichtern, weil Schleusen Zeitverluste verursachen und die Anwendung der Dampfkraft erschweren. Bei neuen Kanalentwürfen muß man deshalb eine Verringerung der Schleusenzahl und die Herstellung langer Haltungen anstreben. Im allgemeinen sind dieselben mit einem Sohlengefälle zu versehen, dasselbe beträgt z. B. bei dem Oder-Spree-Kanal 0,007 m f. d. km.

Zur Vereinfachung des Baues und der Unterhaltung empfiehlt es sich, den zu einer Gruppe gehörenden Schleusen ein und dasselbe Gefälle zu geben. So beträgt das Normalgefälle der Schleusen bei dem Rhein-Marne-Kanal 2,6 m und bei dem Marne-Saône-Kanal 3,5 m, während drei Schleusen des Oder-Spree-Kanals ein Gefälle von 4 m besitzen.

Die für das Durchschleusen eines einzelnen Schiffes erforderliche Zeit konnte seither zu durchschnittlich mindestens 20 Minuten angenommen werden. Durch zweckmäßige Anordnungen, namentlich durch sorgfältige Ausbildung der zum Füllen und Entleeren der Kammern und der zur Bewegung der Tore dienenden Anordnungen, sowie durch gute Handhabung des Schleusendienstes sucht man jedoch neuerdings die Zeit für das Schleusen abzukürzen.

§ 32. Die Linienführung von Kanälen zerfällt in eine allgemeine und ausführliche. Die Aufgabe der erstern besteht darin, auf Grund von Voruntersuchungen und ausgedehnten Geländeaufnahmen unter den zwischen zwei, z. B. durch die Gewinnungs- und Verbrauchsmittelpunkte großer Massen, festgelegten Endpunkten möglichen Linien diejenige zu ermitteln, die sowohl den technischen Anforderungen als auch denjenigen des Verkehrs am besten entspricht. Hierbei handelt es sich wie bei den Eisenbahnen (vgl. Kap. III im I. Band dieses Lehrbuchs) um die Herstellung von Übersichtskarten, Ausführung von Nivellements, Entwerfen verschiedener Kanallinien, Aufzeichnung der Höhenpläne, überschlägliche Ermittelung der Kosten des Baues und Betriebs der entworfenen Linien, sowie um einen Vergleich dieser hinsichtlich ihrer Bauwürdigkeit. Die Frage der Wasserbeschaffung ist frühzeitig sorgfältig zu erwägen.

Während mithin die allgemeine Linienführung zur Beurteilung der Bauwürdigkeit eines Kanals dient, hat die ausführliche die Grundlagen für dessen Ausführung zu beschaffen und demgemäß unter Zugrundelegung der Ergebnisse der allgemeinen Bearbeitung, sowie mit Hilfe genauer Vermessung des Geländes die Mittellinie des Kanals örtlich festzulegen und die Lage seiner Bauwerke endgültig zu bestimmen.

Ist der Kanal in einem Gelände mit merklicher Querneigung herzustellen, so bieten die Höhenverhältnisse des letztern Anhaltspunkte für die Linienführung und die Ermittelung der für die Erdmassenbewegung vorteilhaftesten Linie. Bei ebenem Gelände dagegen überwiegen die Rücksichten auf den Grundriß diejenigen auf die Höhenverhältnisse, indem man, wie bei der Linienführung von Straßen und Eisenbahnen in ebenen Gegenden, eine gerade Linie so lange verfolgen kann, bis die Örtlichkeit die Einlegung einer Krümmung verlangt. Dabei hat man, wie bei der Anlage anderer Verkehrswege, auf den Grunderwerb, die Bodenbeschaffenheit, auf Wegübergänge usw. Rücksicht zu nehmen.

Die Lage der Schleusen wird durch die den Kanal kreuzenden Wasserläufe, durch Ortschaften und mitunter auch durch die Kreuzung mit Wegen bedingt, weil unter Umständen die Vereinigung einer Wegbrücke mit dem Unterhaupt einer Schleuse zweck-

mäßig ist. Hierbei kann auf den Ausgleich der zu bewegenden Erdmassen nur geringes Gewicht gelegt werden, besonders dann, wenn der Kanal zur Verringerung des Wasserverlustes möglichst tief in das Gelände einschneiden soll.

Da heutzutage ein Kanal selten über eine Bahn hinweggeführt wird, so ist bei der Kreuzung mit einem Schienenweg entweder eine tiefe Lage des Kanals oder eine hohe der Eisenbahn erforderlich. Kann man eine genügend tiefe Lage des herzustellenden Kanals nicht ermöglichen, so muß die Bahn eine andere Höhenlage erhalten und manchmal sogar verlegt werden.

Als Beispiel eines ausgeführten Binnenkanals möge der Teltow-Kanal[46]), mit dessen Bau Ende 1900 begonnen wurde und der am 2. Juni 1906 in Gegenwart des deutschen Kaisers feierlich eröffnet wurde, dienen. Dieser auf Kosten des Kreises Teltow ausgeführte Kanal verbindet die Spree oberhalb Berlins mit der unteren Havel bei Potsdam (Abb. 98) und bildet einen 37 km langen Schiffahrtsweg, dessen Ausführungskosten, einschließlich der elektrischen Treidelei, den Speicheranlagen usw., nahezu 48 Millionen Mark betrugen.

Abb. 98. Lageplan des Teltow-Kanals. M. 1 : 300000.



Der Teltow-Kanal beginnt in der Nähe von Potsdam und durchsetzt vier größere und kleinere Seen. In der Nähe von Britz, woselbst die Wasserscheide zwischen Havel und Oberspree liegt, nimmt der Kanal, der auch der Entwässerung der Gegend im Süden Berlins dienen soll, eine südöstliche Richtung an, um sich bei Grünau der Dahme der Wendischen Spree anzuschließen. Ein 4 km langer, in der Nähe von Britz nach der Spree abzweigender Verbindungskanal nimmt den Ortsverkehr Berlins auf.

Da das Mittelwasser im Havelsee bei Potsdam auf 29,76 über N. N., dasjenige der Dahme bei Grünau auf 32,3 über N. N. liegt, so genügte die Anlage einer einzigen, 10 m weiten Schleuse bei Machnow, deren mittleres Gefälle 2,74 m beträgt, dasselbe steigt aber zu Zeiten, wo in der Havel der niedrigste Wasserstand herrscht, auf 3,33 m. Die Schleuse ist eine Doppelschleuse und besteht aus zwei nebeneinander liegenden Kammern, deren Nutzlänge 67 m beträgt und die derartig miteinander verbunden sind, daß eine jede der andern als Sparbecken (vgl. § 64) dient. Gegen die beiden Haltungen werden sie durch senkrecht auf- und niedergehende Hubtore geschlossen.

Das Niederschlagsgebiet des Kanals hat eine Größe von rund 19350 ha, so daß auf einen geringsten sekundlichen Zufluß von 0,75 cbm gerechnet werden kann. Da sich der Wasserbedarf, bestehend aus Betriebs-, Verdunstungs- und Versickerungswasser zur Zeit

[46]) Vgl. »Der Bau des Teltow-Kanals« in der Zeitschr. f. Bauw. 1906, S. 311 ff., ferner in Zeitschr. d. Ver. d. Ing. 1906, Juni und in GLASERs Annalen 1907, I, S. 101.

des stärksten Verkehrs auf 0,862 cbm/sek. stellt, so wurde zur Sicherstellung des Betriebswassers an der Schleuse ein Pumpwerk angelegt, das in der Sekunde bis zu 1 cbm aus der untern Haltung der obern zuführen kann.

Der Kanalquerschnitt (Abb. 99) zeigt eine muldenförmige, 20 m breite Sohle und eine größte Wassertiefe von 2,5 m, so daß der Kanal von Schiffen mit 1,75 m Tiefgang

Abb. 99. Querschnitt des Teltow-Kanals. M. 1 : 340.

a. Bei billigem Grunderwerb. *b.* Bei teuerem Grunderwerb und tiefen Einschnitten.



und 600 t Tragfähigkeit befahren werden kann. Die Böschungen erhielten unter Wasser eine Neigung von 1 : 3, in ungefährer Höhe des Niedrigwassers eine Befestigung durch Pfahlreihen mit Steinwurf oder Betonplatten und über dem Niederwasser, je nach der Art des Geländes, eine Neigung von 1:1,5 bis 1:2. Innerhalb stärkerer Krümmungen wurde die Sohle auf der einbuchtenden Wasserseite bis zu 5 m verbreitert. Der kleinste Krümmungshalbmesser beträgt 500 m.

§ 33. Leinpfade, die bei älteren Kanälen meistens in gleicher Höhe und gewöhnlich 0,5 bis 0,7 m über dem Wasserspiegel liegen, erhalten bei neueren Kanälen schwache Steigungen und Neigungen, weil die dadurch sich ergebende stellenweise höhere Lage der Leinpfade eine erhebliche Einschränkung der Erdarbeiten ermöglicht. So liegen die Leinpfade beim Oder-Spree-Kanal oft in der Höhe des Geländes und beim Dortmund-Ems-Kanal in Abträgen nahezu 2 m höher als bei Aufträgen.

Während ferner bei älteren Kanälen die Breite der Leinpfade 4 bis 4,5 m beträgt und ihnen gegenüber ein 2,5 bis 3,0 m breiter Fußpfad liegt, empfiehlt es sich, die Breite des Leinpfads auf 3,5 m einzuschränken und einen Unterschied zwischen ihm und dem Fußpfad nicht zu machen. Gewöhnlich erhalten die Leinpfade eine einseitige Querneigung derart, daß das Tagewasser nicht in den Kanal fließt; auch sind sie in Einschnitten an ihrer Außenseite mit Seitengräben zu versehen.

Am Fuße der Dammböschungen werden in der Regel sog. Schweißgräben angelegt, die das in größerer oder geringerer Menge sich zeigende Sickerwasser aufzunehmen haben. Wegen der Bepflanzung der äußeren Böschungen vgl. Kapitel I: »Erdbau«, § 13 im I. Band dieses Lehrbuchs.

§ 34. Dichtung des Kanalbetts. Trotz sorgfältiger Ausführung der Erdarbeit[47]) treten sowohl bei den in Aufträgen liegenden, besonders bei den aus durchlässigem Boden hergestellten Kanalstrecken, als auch bei Einschnitten in zerklüftetem Fels, Kies, Sand u. dgl. nach Einlassen des Wassers in das hergestellte Kanalbett erhebliche Versickerungen ein, wenn nicht besondere Vorkehrungen dagegen getroffen werden. Da aber diese Versickerungen unter Umständen große Wasserverluste verursachen, die Gewinnung des Speisewassers jedoch oft schwierig ist, so muß eine Verringerung der Wasserverluste

[47]) Vgl. Kap. I: »Erdbau«, § 11, I. Bd. und Kap. IX »Wasserbau«, § 58 dieses Lehrbuchs, sowie Basse, »Über Dichtung von Boden« im Zentralbl. d. Bauverw. 1884, S. 190 ff.

durch Dichtung des Kanalbetts als besonders wichtig bezeichnet werden. Die Dichtungsarbeiten erfordern entweder, wie die Betondichtung und diejenige durch Mörtelpflaster, ein wasserfreies Kanalbett oder nicht.

a) **Die Betondichtung**, welche nur in Einschnitten und auf solchen Dämmen, die sich vollständig gesetzt haben, mit Erfolg angewendet werden kann, besteht aus einer 0,1 bis 0,2 m starken Betonschicht (Abb. 100)[48]), die in Schiffahrtskanälen zur Verhütung von Beschädigungen gewöhnlich mit einer 0,2 bis 0,3 m dicken Erdschicht überdeckt wird. Ein sehr feuchter und quelliger Untergrund muß jedoch vor dem Aufbringen des Betons drainiert werden.

Abb. 100. Betondichtung. M. 1 : 200.

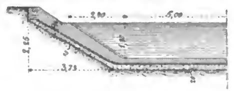
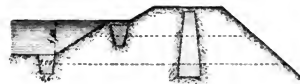


Abb. 101. Dichtung mit Tonschlag. M. 1 : 200.



b) **Die Mörtelpflasterung**, welche in einer Stärke von 20 cm, wovon 3 cm auf das Mörtelbett entfallen, besonders bei italienischen Kanälen ausgedehnte und erfolgreiche Verwendung fand, wird aus kleinen Pflastersteinen hergestellt, die in ein Bett dünnen Mörtels derart versetzt werden, daß die Fugen sich von unten her gut ausfüllen, während sie oben sorgfältig zu verstreichen sind.

c) **Dichtung mit Tonschlag** kann nach Abb. 101, in welcher die mit einer Schicht gewöhnlichen Bodens zu überdeckende Dichtungsmasse durch schräge Schraffierung bezeichnet ist, erfolgen. Da sich an den Stellen, wo die Aufträge sich an den gewachsenen Boden anschließen, leicht Wasseradern bilden, so ist dort eine Dichtung besonders empfehlenswert.

d) **Dichtung mit getrübtem Wasser**, das viele Sinkstoffe enthält und, wie z. B. bei dem Oder-Spree-Kanal, mittels tonigen Bodens künstlich hergestellt wird, kommt zur Anwendung, wenn das Kanalbett nicht wasserfrei gemacht werden kann.

e) **Dichtung mit Sand**, wobei dieser in den Kanal geworfen und mit einer genügend beschwerten, mit gekrümmten Zinken versehenen Egge aufgerührt wird, verdient unter Umständen ebenfalls Beachtung. Auf 1 m Kanallänge bedarf man 0,2 bis 1 cbm Sand, der, wenn in dem zu dichtenden Erdkörper größere Zwischenräume vorhanden sind, quarzig und grobkörnig, andernfalls aber fein und lehmig oder tonig sein muß.

Von diesen verschiedenen Dichtungsarten wird die Dichtung mit Sand oder getrübtem Wasser angewendet, wenn geringe Verluste an zahlreichen Stellen vorhanden sind, Dichtung mit Tonschlag bei starken Verlusten an einzelnen Stellen und Betondichtung bei starken Verlusten an zahlreichen Stellen.

§ 35. Die Befestigung der Kanalufer. Einen großen Einfluß auf die mit der Gestaltung des Wasserquerschnitts eng zusammenhängende Uferbefestigung hat die Fahrgeschwindigkeit, welche für beladene, durch Dampfkraft beförderte Kähne auf freier Strecke am zweckmäßigsten nicht größer als 5 km in der Stunde ist, weil sonst die Schiffswiderstände und damit die Betriebskosten erheblich steigen.

Während die Böschungen des untern Teils des Wasserquerschnitts, welcher da, wo Böschung und Sohle zusammentreffen, etwas abzurunden ist, je nach der Bodenbe-

[48]) Die Abb. 100 bis 102, 105 u. 106 sind dem »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, 3. Aufl., Bd. III, Kap. XV, bearbeitet von E. Sonne, entnommen.

schaffenheit Neigungen von $1:2\frac{1}{2}$ bis $1:1$ und bei Felsboden noch steilere erhalten, ist die Form des obern Teils in hohem Grade von der Art der Uferbefestigung abhängig, die bei geringer Fahrgeschwindigkeit in anderer Weise zu erfolgen hat als bei größerer Geschwindigkeit der Schiffe.

Da selbst bei geringer Fahrgeschwindigkeit in den Kanälen durch die Schiffe, sowie auch durch den Wind Strömungen und Wellen entstehen, die den oberen Teil der Böschungen des Wasserquerschnitts angreifen, so ist ein Uferschutz immer erforderlich. Ein solcher wird häufig in einfacher Weise durch die Anordnung einer mit Schilf u. dgl. bepflanzten, in der Höhe des Wasserspiegels oder etwas tiefer liegenden Berme erzielt. Oberhalb dieser früher nur 0,5 m breit angelegten Bermen, die jedoch neuerdings eine größere Breite erhalten, werden die Böschungen mit Rasen bekleidet.

Bei wenig widerstandsfähigem Boden kann die Böschung durch Flechtzäune oder durch Packwerk geschützt oder die Berme durch die in Abb. 102 dargestellte Anordnung ersetzt werden, bei der gegen 0,8 m voneinander eingeschlagene Pfähle zum Stützen einer Steinhinterfüllung Bohlen gelegt werden.

Abb. 102. Leichteres Uferdeckwerk bei französichen Kanälen. M. 1 : 50.

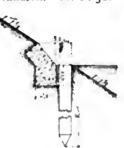
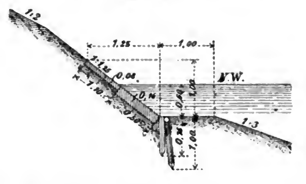


Abb. 103. Uferwand mit verstärkten Böschungen. M. 1 : 80.

Da die Anwendung von Dampfschiffen die Fahrgeschwindigkeit und damit die Angriffe auf die Ufer erheblich steigert, so müssen in diesem Falle kräftigere Uferbefestigungen ausgeführt werden, die u. a. aus Pfahl- und Bohlwänden bestehen können. Bei der in Abb. 103)[49]) vorgeführten Uferwand mit verstärkten Böschungen schließt sich an die abgestützte und verankerte Bohlwand eine Basaltböschung an, welche auf einer Lage Steinbrocken mit Tonunterlage ruht.

Abb. 104. Uferbefestigung mit Zementplatten. M. 1 : 80.



Auch Uferbefestigungen durch 0,5 m breite und 1,2 m lange Zementplatten haben sich bewährt. Bei der nach Abb. 104 hergestellten sind die sich gegen eine Holzwand stützenden, untern Platten 16 cm, die obern, mit Drahteinlagen versehenen 8 cm stark. Die Fugen zwischen den stumpf aneinanderstoßenden oder mit einem Falz sich überdeckenden Platten bedürfen bei engem Zusammenlegen keiner besonderen Dichtung[50]).

Ausgedehnte Versuche, bei denen Eisenbeton verwendet wurde, sollen ergeben haben, daß es sich empfiehlt, die Abdeckung durch senkrechte Fugen in einzelne, nicht zu breite Platten zu zerlegen. Es werden aber zusammenhängende Drahtnetze hergestellt; hierdurch wird den Platten eine gewisse Beweglichkeit gewahrt[51]).

[49]) Die Abb. 103, 104 u. 107 bis 109 sind den »Elementen des Wasserbaues« von SONNE und ESSELBORN, Leipzig 1904, entnommen.

[50]) EGER, »Uferdeckungen von Beton mit Eiseneinlagen u. Erdankern« im Zentralbl. d. Bauverw. 1898, S. 425 ff.

[51]) WEDER, »Leitfaden des Eisenbetonbaues«. Leipzig 1906. S. 57.

§ 36. Brücken und Schleusen.

a) Brücken. Kanalbrücken werden erforderlich, sobald ein Kanal über andere Wasserläufe hinweggeführt werden muß. Und wenn auch die Kanäle gewöhnlich so tief liegen, daß für die sie kreuzenden Straßen und Eisenbahnen den Kanal überspannende Brücken herzustellen sind, so kommen ausnahmsweise Kanalbrücken auch bei der Kreuzung des Kanals mit einer Straße vor; vgl. die Abb. 61 bis 63, S. 91 im Kap. VII: »Brückenbau« dieses Lehrbuchs.

Bei Kanalbrücken wird der im wesentlichen rechteckige Wasserquerschnitt, der nicht erheblich kleiner als das Doppelte des eingetauchten Hauptquerschnitts des Fahrzeugs sein sollte, in der Regel nur für ein Schiff bemessen. Der Leinpfad liegt gewöhnlich 0,5 m über dem Wasserspiegel und erhält eine Breite von 2 bis 3 m.

Während früher bei Bestimmung der Lichtweiten der über einen Kanal führenden Straßen- und Eisenbahnbrücken eine Einschränkung des Kanalsprofils für zulässig gehalten, der Fußweg oft nicht unter der Brücke hindurch geführt und manchmal sogar der Leinpfad beseitigt wurde, werden bei neuern Ausführungen höhere Anforderungen gestellt, die Lichtweiten werden für zwei Schiffe bemessen und die Pfade an beiden Seiten durchgeführt. Für den Überbau der Brücken sind im allgemeinen Balkenträger am empfehlenswertesten, weil diese die Vornahme einer später etwa nötig werdenden Vergrößerung der lichten Höhe der Brücke erleichtern.

b) Schleusen kommen bei Binnenkanälen hauptsächlich als Kammerschleusen mit zwei das Oberwasser kehrenden Toren vor. Schleusen mit einem Haupt werden an den obern Mündungen von Seitenkanälen in einen Fluß als Schutzschleusen zur Abhaltung des Hochwassers angelegt. An den untern Mündungen der Seitenkanäle wird das, das Hochwasser abhaltende Tor gewöhnlich an die letzte Kammerschleuse angeschlossen, so daß daselbst Schleusen mit drei Toren entstehen, von denen eins das Außenwasser und zwei das Binnenwasser kehren. Fahren auf dem Kanal Schiffe verschiedener Größe und besonders Schiffszüge, so werden Schleusen mit drei das Binnenwasser kehrenden Toren angeordnet. Ferner kommen bei lebhaftem Verkehr zwei nebeneinander liegende, sog. Doppelschleusen zur Verwendung.

Bei neuen Kanälen mit großem Verkehr, bei denen sich mitunter eine größere Anzahl von Kähnen vor den Schleusen einfindet, empfiehlt sich, sowohl oberhalb als auch unterhalb dieser die Anlage geräumiger, bis 180 m langer und bis 50 m breiter Vorhäfen, die auch als Wendeplätze benutzbar, und deren Begrenzungen in diejenigen der anschließenden Kanalstrecken allmählich überzuführen sind.

§ 37. Wasserverbrauch und Wasserverluste.

a) Der Wasserverbrauch, welcher namentlich beim Durchschleusen der Schiffe stattfindet, wächst mit dem Verkehr, sowie mit der Größe und dem Gefälle der Schleusen. Setzt man zur vorläufigen Einschätzung des Wasserverbrauchs der Kammerschleusen die bei ausgeführten Kanälen zu 25 bis 45 angenommene Anzahl der täglich und durchschnittlich den Kanal voraussichtlich befahrenden Schiffe gleich n und den Kubikinhalt einer Schleusenfüllung, d. h. das Produkt aus der Länge und Breite der Schleusenkammer sowie dem Gefälle der Schleuse, gleich M, so beträgt unter der Voraussetzung, daß die Hälfte der Schiffe bei den Schleusen, die andere Hälfte in den Kanalstrecken kreuzt, der Wasserverbrauch der Schleusen täglich und durchschnittlich an jeder Seite der Scheitelstrecke eines Kanals $\frac{3}{4} n \cdot M$. Doch ist der Wasserverbrauch je nach dem stärkeren oder geringeren Verkehr in den verschiedenen Jahreszeiten größer oder kleiner als der durchschnittliche Verbrauch.

b) Die Wasserverluste entstehen hauptsächlich durch Verdunstung und Versickerung, wachsen mit der Länge des Kanals und der Größe des Wasserquerschnitts und sind außerdem von der Bodenbeschaffenheit, sowie der Dichtungsart des Kanalbetts abhängig.

α) *Die Verdunstung des Wassers* wächst mit der Größe des Wasserspiegels und der Zunahme der Wärme. Bei preußischen Kanalentwürfen wird für die sechs Sommermonate eine tägliche Verdunstungshöhe (vgl. S. 244) von 4 mm, d. h. eine jährliche von $6 \cdot 30 \cdot 4 = 720$ mm, angenommen, was z. B. bei einer Wasserspiegelbreite von 25 m einem täglichen Verluste von durchschnittlich $\frac{25 \cdot 1 \cdot 0{,}720}{360} = 0{,}05$ cbm für 1 m Kanallänge entspricht. Aber auch hier hat man wie beim Wasserverbrauch zwischen dem durchschnittlichen und dem im Sommer auftretenden größten Verlust durch Verdunstung zu unterscheiden.

β) *Die Versickerung*, welche durch eine Dichtung des Kanalbetts (vgl. § 34) erheblich verringert werden kann, ergibt sehr verschiedene Wasserverluste. Auch kommen Kanalstrecken vor, in denen, wie bei Moorkanälen, überhaupt keine Versickerung stattfindet, oder deren Wassermenge durch unterirdische Zuflüsse noch vermehrt wird. Die tägliche Versickerungsmenge wurde bei älteren Kanälen zu 0,40 bis 0,65 cbm f. d. m angenommen, obgleich sie in den ersten Jahren des Kanalbetriebs bedeutend größer zu sein pflegt. So ermittelte man für die östlichen Strecken des Rhein-Marne-Kanals den täglichen Wasserverlust während der ersten Monate des Betriebs zu 0,8 bis 1,0 cbm, später dagegen zu nur 0,4 bis 0,6 cbm f. d. m.

γ) *Die Wasserverluste an Schleusen* entstehen infolge von Undichtigkeiten an den Schleusentoren und sonstigen Verschlußvorrichtungen, kommen aber den tiefer gelegenen Strecken zugute und werden deshalb manchmal unberücksichtigt gelassen. Sie können an einer Schleuse zu 3 bis 7 l/sek angenommen werden.

Bei den Vorarbeiten für den Rhein-Weser-Hannover-Kanal hat man angenommen, daß der sekundliche Wasserverlust durch Versickerung und Verdunstung im ungünstigsten Fall im Hochsommer 16 l für das km betragen werde. Das würde einem täglichen Höhenverlust des Wasserspiegels von 45 mm entsprechen, wovon 34 mm auf die Verdunstung und 11 mm auf die Versickerung zu rechnen wären; als den durch Undichtigkeit der Schleusentore und Schützen entstehenden sekundlichen Wasserverlust hat man 5 l für je 1 m Schleusengefällhöhe angesetzt. Über den Wasserbrauch der Schleusen liegen bestimmte Angaben nicht vor.

§ 38. Die Entnahme des Wassers zur Speisung der Kanäle erfolgt entweder aus natürlichen Wasserläufen und Seen oder aus künstlich hergestellten Behältern. Bei hoher Lage des Grundwassers ist jedoch eine derartige Speisung ganz oder zum Teil entbehrlich.

a) Die Entnahme aus natürlichen Wasserläufen kann unmittelbar oder durch Vermittlung eines Pumpwerks erfolgen. Im ersteren Falle wird in dem Wasserlauf unterhalb der Stelle, wo der Speisegraben abzweigt, in der Regel ein den Wasserspiegel erhöhendes und dessen Schwankungen verringerndes festes oder bewegliches Wehr, und vor dem Speisegraben ein die einströmende Wassermenge regelndes Schützenwehr erbaut. Verlangt jedoch die Höhenlage der zu speisenden Kanalstrecke die Anlage eines Pumpwerks, so ist dieses womöglich mit hydraulischen Motoren und nur bei mangelnder Wasserkraft mit Dampfmaschinen zu betreiben.

Ein Beispiel eines Pumpwerks ist das zur Speisung eines Teiles des Dortmund-Ems-Kanals erbaute Pumpwerk an der Lippe. Dasselbe wurde anfangs für eine sekundliche

Förderung von 3,4 cbm Wasser eingerichtet, später aber verstärkt. Die mittlere Hubhöhe beträgt 16 m, die größte annähernd 17,5 m[52]).

b) Die Entnahme aus Seen, welche zur Aufspeicherung von Speisewasser am besten geeignet sind, findet nicht selten statt; auch der Oder-Spree-Kanal entnimmt Speisewasser aus Binnenseen.

c) Die Entnahme aus künstlichen Speisebecken und Sammelbecken, die zu den in Bachtälern mit Hilfe von Staudämmen oder Staumauern (vgl. Kap. V im I. Band dieses Lehrbuchs) angelegten Sammelbehältern gehören, erfolgt durch Speisegräben. Genügt die aus einem Behälter zu entnehmende Wassermenge zur Speisung des Kanals nicht, so sind mehrere Behälter anzulegen. Beispielsweise besitzt die Vogesenstrecke des Rhein-Marne-Kanals zwei Speisebehälter von 1,7 und 4 Millionen cbm Inhalt.

§ 39. Speisegräben und Speiseschleusen.

a) Speisegräben, deren Wasserzuführung den Bedarf der zugehörigen Kanalstrecken auch bei sehr starkem Verbrauche zu decken hat, zerfallen in Hauptspeisegräben für die Scheitelstrecke, in Speisegräben zweiter Klasse für die tiefer liegenden Strecken und in solche Gräben, welche das Wasser von einer Haltung zu einer andern führen.

Auch die Speisegräben zeigen oft ziemlich beträchtliche Wasserverluste, auf die bei der Bestimmung ihrer Ergiebigkeit Rücksicht zu nehmen ist. So fand man bei ausgeführten Gräben schon Verluste von 10°/₀ und mehr der durchfließenden Wassermenge.

Bei dem ausgeführten Hauptspeisegraben eines französischen Kanals wurde bei durchlässigem Felsboden der in Abb. 105, in leichten Bodenarten der in Abb. 106 dargestellte Querschnitt gewählt.

Abb. 105 u. 106. Querschnitte eines Hauptspeisegrabens. M. 1 : 200.

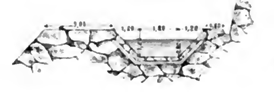


Abb. 105. Bei durchlässigem Felsboden.

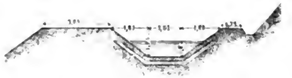


Abb. 106. Bei leichten Bodenarten.

Speisegräben zweiter Klasse werden in der Regel mit mäßigem Querschnitt und lieber in größerer Zahl angelegt als nur wenige große Gräben, weil erstere der sonstigen Verwendung der in Anspruch genommenen Wasserläufe für Mühlenbetrieb usw. weniger nachteilig sind.

Die dritte Art der Speisegräben, welche das überflüssige Wasser von einer Haltung zu einer andern leiten, werden erforderlich, wenn unterhalb einer Schleuse mit kleinerem Gefälle eine solche mit erheblich größerem Gefälle liegt und zwischen beiden eine erneute Speisung des Kanals nicht möglich ist.

b) Speiseschleusen, auch Einlaßschleusen genannt, sind zur Erleichterung ihrer Wartung und Bedienung in der Nähe der Schleusenwärter-Wohnung, und zwar an der äußern Kante der Leinpfade zu erbauen. Die an den Mündungen von Speisegräben liegenden Speiseschleusen, die als Schützenwehre hergestellt werden, sperren den Graben teilweise ab, wenn seine Ergiebigkeit den Bedarf übersteigt. Eine Ablaßschleuse mit anschließendem Entlastungsgraben läßt dann das überflüssige Wasser dem nächsten natürlichen Wasserlaufe zufließen.

[52]) Näheres siehe im »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, 3. Teil, 5. Bd., S. 189, 4. Aufl., Leipzig 1906.



§ 40. Entlastungsanlagen und Sicherheitstore.

a) Entlastungsanlagen. Da die Ergiebigkeit der Speiseanlagen mitunter größer als der Wasserverbrauch ist, und da manche Ausbesserungen eine Trockenlegung der Kanalstrecken erfordern, so sind diese mit Ablaßschleusen zu versehen, welche die Ableitung des überflüssigen Wassers, die sog. Entlastung des Kanals, sowie dessen Trockenlegung ermöglichen.

Die Ableitung des überflüssigen Wassers kann durch einen Überfall erfolgen, während zur Entleerung des Kanals ein mit einem Schütz versehener Grundablaß erforderlich ist. Dabei empfiehlt es sich, das Mauerwerk des Überfalls nur bis etwa 0,4 m unter den Wasserspiegel reichen zu lassen und darüber Schütze anzubringen, die entfernt werden, wenn das Wasser stärker abströmen soll. Die Entlastungsanlagen sind in der Nähe der Wärterwohnungen und an solchen Stellen anzulegen, daß das überflüssige Wasser sobald als möglich aus dem Kanal entfernt wird, und daß die es dem nächsten natürlichen Wasserlauf zuführenden Gräben nicht zu lang werden.

b) Sicherheitstore. Während die Entlastungsanlagen einen Bruch der Kanaldämme verhüten sollen, haben die gewöhnlich als Klapptore mit horizontaler Drehachse hergestellten, lange Kanalstrecken in einzelne Abteilungen zerlegenden Sicherheitstore den Zweck, den bei dennoch eintretendem Dammbruch stattfindenden Wassererguß weniger schädlich zu machen, und den bei einer erforderlichen Trockenlegung nur eines Teils der Kanalstrecke entstehenden Wasserverlust einzuschränken. Weil sich letzteres aber auch durch das Einlegen von Dammbalken in die Dammfalze des Mauerwerks der Brücken erreichen läßt, so werden Sicherheitstore, auch deren bedeutender Kosten wegen, nur noch bei besonderen Veranlassungen angelegt.

Eigenartig sind die Sicherheitstore des Dortmund-Ems-Kanals; sie sind im Handbuch der Ingenieur-Wissenschaften, 4. Auflage, Leipzig 1906, 3. Teil, 5. Band, S. 202, besprochen.

Da der Umfang dieses Lehrbuchs es nicht erlaubt, auch die Seekanäle, das Meer und die durch dieses beeinflußten Wasserbauten zu besprechen, so muß wegen dieser Gegenstände auf das »Handbuch der Ingenieur-Wissenschaften«, insbesondere auf die von L. Franzius bearbeitete 3. Abteilung des III. Bandes verwiesen werden.

§ 41. Kanalisierung der Flüsse.

a) Zweck der Kanalisierung. Bei der Kanalisierung eines Flusses wird durch Erbauung von Wehren eine Hebung des Wasserspiegels herbeigeführt, mithin das natürliche Gefälle an einzelnen Punkten, den Staustufen, zusammengefaßt. Zwischen den Wehren haben die betreffenden, Haltungen genannten Flußstrecken nur ein geringes Gefälle und nehmen den Charakter eines Kanals an, wie dies aus Abb. 107, die den Höhenplan einer Strecke des kanalisierten Mains bei Frankfurt darbietet, zu ersehen ist.

Neben oder in der Nähe jeder Wehranlage ist eine Kammerschleuse zu erbauen, mittels deren die Schiffe eine Staustufe ungefährdet überschreiten können. Bei lebhaft betriebener Flößerei wird auch eine Floßschleuse hergestellt, außerdem in größeren Wehren eine oder mehrere Öffnungen mit tiefliegender Sohle, welche bei höheren Wasserständen als Schiffsdurchfahrt oder Schiffsdurchlaß (Abb. 108 u. 109) benutzt werden, um das mit Zeitverlust verbundene Durchschleusen zu vermeiden. Die übrigen Öffnungen dienen als Flutöffnungen.

In der Regel bezweckt die Kanalisierung die Vergrößerung der Wassertiefe behufs Herstellung oder Verbesserung der Schiffbarkeit des Flusses und wird in denjenigen Strecken ausgeführt, deren Wassermenge bei niedrigen und gewöhnlichen Ständen so

Abb. 107. Kanalisierung des Mains bei Frankfurt.

gering ist, daß sich die für die Schiffahrt erforderliche Fahrwassertiefe bei dem vorhandenen Gefälle nicht durch Regulierung herstellen läßt.

Abb. 108 u. 109. Staustufe.
Abb. 108. Lageplan. M. 1 : 5000.

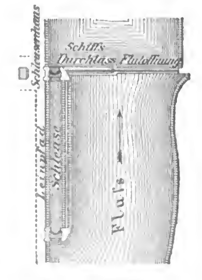
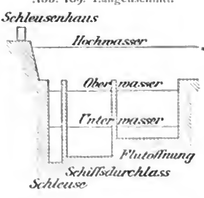


Abb. 109. Längenschnitt.



Zuweilen geben die Staustufen eine erwünschte Gelegenheit, das Wasser oberhalb der Wehre abzuleiten und zur Bewässerung von Grundstücken oder zum Betriebe von Wasserrädern oder Turbinen behufs Kraftgewinnung zu benutzen.

b) Vorteile und Nachteile der Kanalisierung. Der Vorteil der Kanalisierung gegenüber der Regulierung eines Flusses beruht darin, daß bei ihr die erforderliche Fahrtiefe auch bei den kleinsten Wasserständen zu erlangen ist. Die Nachteile einer Flußkanalisierung dagegen bestehen hauptsächlich darin, daß die Erbauung der Wehre und Schleusen große Kosten verursacht, daß bei jeder Staustufe durch die Schleusung ein erheblicher Zeitverlust entsteht, und daß bei der verminderten Schleppkraft des angestauten Wasserlaufs in sinkstoffreichen Flüssen eine Ablagerung dieser Stoffe auf der Flußsohle stattfindet, wodurch unter ungünstigen Verhältnissen im Laufe der Jahre eine Erhöhung der Flußsohle, sowie eine nachteilige Beeinflussung der Vorflut eintreten kann.

Da die Anstauung des Wasserspiegels bei Flüssen, deren Täler sich nicht erheblich über den mittleren Wasserstand erheben, die Entwässerung der Grundstücke erschwert, so sind Flüsse mit tief eingeschnittenen Betten und nicht zu großem Gefälle, welche die Bildung hoher Staustufen erlauben, für die Kanalisierung besonders geeignet.

c) Der Stauspiegel. An den Wehren sind die Stauspiegel so zu bestimmen, daß die gewünschte Fahrtiefe auch bei Kleinwasser noch an den oberen Punkten der Haltungen herbeigeführt wird.

In Abb. 110[53]) bezeichnet:

l die Länge der Haltung,

J das mittlere Gefälle des ungestauten Niedrigwassers,

x die Höhe des Stauspiegels über dem ungestauten Niedrigwasser am untern Punkt der Haltung, d. h. das Gefälle des Wehres,

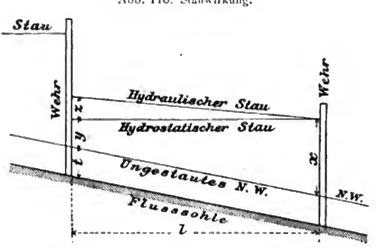
y dasselbe am obern Punkt der Haltung unter der Annahme, daß der Stauspiegel eine wagerechte Linie bildet (hydrostatischer Stau), während er in Wirklichkeit ein Gefälle besitzt (hydraulischer Stau),

z das Gefälle des Stauspiegels, d. h. das Maß, um welches sich der hydraulische Stau über den hydrostatischen erhebt,

t die im Stromstrich gemessene Fahrtiefe im oberen Teile der Haltung und

T die gewünschte Fahrtiefe daselbst.

Abb. 110. Stauwirkung.



Das zur Überwindung der Bewegungswiderstände des Wassers nötige Gefälle z ist bei Niedrigwasser so klein, daß es in der Regel vernachlässigt werden kann, d. h. daß man $z = 0$ setzen darf. Diese Vernachlässigung des Gefälles kommt der Fahrtiefe zugute, was um so erwünschter ist, als der Wert t im Laufe der Jahre durch Abnahme der Niedrigwassermengen oder durch Ablagerung von Sinkstoffen unter das vor Ausführung der Kanalisierung beobachtete Maß herabsinken kann.

Für $z = 0$ ist aber $T = y + t$ und man erhält

$$x = T + l \cdot J - t .$$

Wenige Staustufen mit großem Gefälle sind empfehlenswerter als zahlreiche mit kleinem Gefälle, weil dann die Schiffe weniger Zeit bei dem Durchschleusen verlieren und die Anlagekosten geringer werden; doch können solche Staustufen nur bei tief eingeschnittenen Flüssen, wo der hohe Stau die anliegenden Grundstücke nicht zu schädigen vermag, ausgeführt werden. Auch zieht die Bauart der Wehre eine gewisse Grenze für die Stauhöhe, indem z. B. bei einem Nadelwehr die Nadeln nicht zu lang werden dürfen.

Bei den Kanalisierungen deutscher Flüsse liegen die Gefälle meistens zwischen 1,75 und 2,8 m; so beträgt z. B. das Gefälle bei der kanalisierten Mainstrecke zwischen Frankfurt und dem Rhein 1,8 bis 2,7 m und bei der Oder[54]) von Kosel bis zur Neißemündung 1,75 bis 2,6 m.

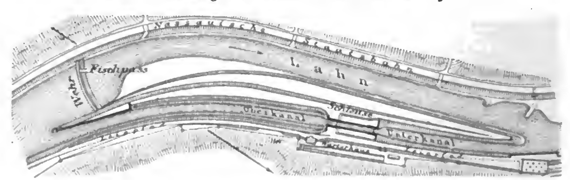
d) Die Lage der Staustufen ist so zu wählen, daß die Wehre möglichst oberhalb der Einmündung von Nebenflüssen und Entwässerungskanälen zu liegen kommen, damit deren Vorflut, d. h. der regelmäßige Abfluß ihres Wassers, nicht gestört wird. Ferner sind die Wehre an dem oberen Punkt einer ein stärkeres Gefälle besitzenden Fluß-

[53]) Die Abb. 110 ist dem »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, 4. Aufl. 1906, 3. Teil, 5. Bd., Kap. III: »Kanalierung der Flüsse«, bearbeitet von Baurat WILHELM BECKER, entnommen.

[54]) E. MOHR, »Die Kanalisierung der Oder von Kosel bis zur Neißemündung« in der Zeitschr. f. Bauw. 1896. S. 375.

strecke anzulegen, weil hierdurch das Gefälle des Wehres vermindert und die für die Schiffahrt schwierige Strecke umgangen wird (Abb. 111). Ferner müssen die Wehre oberhalb niedriger Grundstücke, die durch den Stau leiden würden, sowie in regelmäßigen Flußstrecken liegen.

Abb. 111. Stauanlage bei Kalkofen an der Lahn. M. 1 : 5000.



Bei der Kanalisierung kleinerer und mittlerer Flüsse werden scharfe, der Schiffahrt lästige Umwege bereitende Krümmungen beseitigt. In diesen Durchstichen wird alsdann das Wehr, sowie die durch eine Mauer oder Erdzunge von ihm getrennte Schleuse erbaut. In der Regel führt man jedoch unter Belassung des bestehenden Flußlaufs, nur die Schleuse in einem die Krümmung abschneidenden längeren Schleusenkanal aus.

e) Die Wehranlage muß die Abführung des Hochwassers ohne nachteiligen Aufstau gestatten. Eine wesentliche Einschränkung der Hochwasserprofile veranlaßt schwierige Auseinandersetzungen mit den beteiligten Grundeigentümern, die man zu vermeiden sucht. Wesentlich aus diesem Grunde schwankt die Weite der Oderwehre zwischen 53 und 101 m, diejenigen der Mainwehre zwischen 108 und 164 m. Ferner müssen die beweglichen Teile der Wehre auch bei Kleinwasser, bei welchem deren Gefälle am größten ist, leicht zu bedienen, sowie ohne großen Zeitverlust zu beseitigen und wieder aufzustellen sein. Auch sind die Verschlüsse so dicht herzustellen, daß sich der Aufstau auch bei Kleinwasser nach Ableitung der zur Schleusenfüllung erforderlichen Wassermenge hält.

Feste Wehre ohne Grundablässe kommen wegen der Hochwasseranstauung und der allmählich eintretenden Erhöhung der Flußsohle nur bei tief eingeschnittenen Flußbetten in Frage. Ihre Krone liegt etwas unter dem Stauspiegel. Um eine Beschädigung der Ufer durch die von dem Wehre kommende Strömung zu verhüten, stellt man feste Wehre im Grundriß bogenförmig (vgl. Abb. 111), die ausbiegende Seite flußaufwärts gerichtet, her.

Bei neueren Kanalisierungen werden die Wehre auf ihre ganze Länge derart beweglich eingerichtet, daß sie die Sinkstoffbewegung wenig hindern und das Durchfahren der Schiffe ermöglichen. Bei größeren Wehren wird gewöhnlich nur der Schiffsdurchlaß, mit möglichst tief liegendem Rücken ausgeführt, während der andere Teil, die Flutöffnung, mit seinem Rücken höher liegt, damit die beweglichen Wehrteile leichter zu bedienen sind; vgl. Abb. 109, S. 430.

Die Schiffsdurchlässe, welche benutzt werden, wenn das Wehr bei schwachem, die Schiffahrt noch gestattenden Hochwasser geöffnet oder an der Schleuse eine Ausbesserung vorzunehmen ist, liegen 0,6 bis 0,8 m unter dem bisherigen Niedrigwasserspiegel. Die Weite der Schiffsdurchlässe muß, um das Begegnen zweier Schiffe gefahrlos zu machen, mindestens gleich drei Schiffsbreiten sein, wird jedoch gewöhnlich erheblich größer angenommen und beträgt z. B. an der Oder 25 m und an dem Main 47 bis 59 m. Die

Flutöffnung wird bei neueren beweglichen Wehren in die Höhe des ungestauten Niedrigwasserspiegels oder ein wenig tiefer gelegt.

Der Einfachheit wegen ist es bei kleineren Flüssen empfehlenswerter, das ganze Wehr in derselben Tiefenlage, und zwar in derjenigen des Schiffsdurchlasses herzustellen, weil dann nur eine geringere Weite des Wehrs erforderlich ist und dessen bewegliche Teile dieselben Abmessungen erhalten. Bei größeren Flüssen müssen mehrere, durch 3 bis 4 m starke Zwischenpfeiler getrennte Öffnungen von je 50 bis 100 m Weite angelegt werden.

Von den beweglichen Wehren (vgl. § 21) werden die Schützenwehre trotz ihrer mannigfachen Vorzüge bei Flußkanalisierungen nur selten verwendet, weil die neueren Schützenwehre mit drehbaren Pfosten, welche sich zwar in den größten Weiten und mit dem größten Gefälle ausführen lassen, sehr kostspielig sind. Im allgemeinen verdienen die bei den »Stauwerken« schon besprochenen neueren beweglichen Wehre ihrer Billigkeit und ihres günstigen Verhaltens bei Hochfluten und Eisgang wegen den Vorzug vor den Schützenwehren.

In Deutschland werden die Nadelwehre wegen ihrer größeren Betriebssicherheit, Einfachheit und Billigkeit den Klappenwehren vorgezogen. Auch kann durch das Herausnehmen einzelner Nadeln an den verschiedensten Stellen des Wehres der Wasserstand leicht geregelt und der Abfluß gleichmäßig verteilt werden, so daß dessen für den Wehrkörper und das Sturzbett schädliches Zusammendrängen auf einzelne Punkte vermieden wird. Ein Nachteil der Nadelwehre besteht freilich darin, daß bei Frost die Nadeln zusammenfrieren und deshalb frühzeitig herausgenommen werden müssen, sowie daß das Herausnehmen und besonders das Wiedereinsetzen der Nadeln weit mehr Zeit beansprucht als das Öffnen und Schließen der Schütze oder dasjenige der Klappen- und Trommelwehre.

Für sonstige Einzelheiten der Nadelwehre ist § 21, S. 394 zu vergleichen.

Die Klappenwehre (vgl. S. 397), welche dadurch verbessert wurden, daß man die Oberkante der Klappen nicht mehr 0,1 m unter dem Stauspiegel, sondern in dessen Höhe legte, den Zwischenraum zweier Klappen auf 5 cm einschränkte und zur Verhütung deren selbstätigen Niederlegens den früher in $\frac{5}{12}$ der Höhe gelegenen Drehpunkt fast auf halbe Höhe hinaufrückte, haben sich bei den Kanalisierungen teilweise nicht bewährt, weil die Klappen bei ihrem Niederlegen heftige Stöße erleiden und der Wehrkörper mit dem Sturzbett durch das plötzliche Freimachen einer größeren Öffnung stark angegriffen wird. Auch das Aufrichten der Klappen ist mit Schwierigkeiten verknüpft und erst möglich, nachdem der Wasserspiegel erheblich gesunken ist. Bei Flüssen mit stark wechselnden Zuflüssen dürften Klappenwehre immerhin in Frage kommen.

Trommelwehre (s. S. 399) eignen sich nur für die Floßdurchlässe.

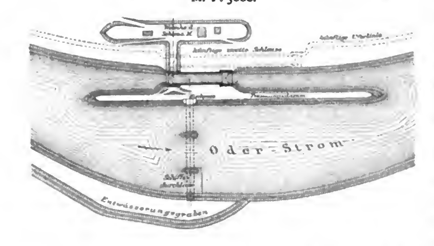
f) Die Schleusenanlage. Bei der Schleusenanlage lassen sich die drei Anordnungen unterscheiden, daß die Schleuse entweder in dem Flußbett unmittelbar neben dem Wehre (vgl. Abb. 108, S. 430) oder in einem dicht neben dem Flusse angelegten kurzen Kanal (Abb. 112) oder auch in einem besonderen Schleusenkanal von größerer Länge ausgeführt wird. Die beiden erstgenannten Fälle sind nicht selten. Die von dem Hochwasser überflutete Schleuse wird dann in das Flußbett neben das Wehr, von dem sie durch einen ungefähr 4 m breiten Pfeiler getrennt ist, gelegt, wenn der Wasserlauf zur Aufnahme beider Bauwerke breit genug ist.

Hat dagegen der Fluß nicht die hierzu nötige Breite, so erbaut man die Schleuse in einem kurzen, unmittelbar neben dem Fluß angelegten und von diesem nur durch eine Erdzunge getrennten Kanal. Bei älteren Ausführungen schließt sich an das Oberhaupt der Schleuse, welches mindestens 0,3 m über dem höchsten Wasserstand liegt, ein

schmaler hochwasserfreier, längs der Schleusenkammer oder eines Teils dieser hinlaufender Damm an, um Eisgang und Hochwasserströmung mit ihren Ablagerungen von der Schleuse abzuhalten.

Während man die Seitenwände des Oberhauptes bis in die jüngste Zeit in der Regel hochwasserfrei anordnete, um die Schleusen gegen Hochwasser und Eisgang zu schützen und Sinkstoffablagerungen in den Kammern zu verhindern, gibt man ihnen neuerdings die gleiche Höhe wie den Kammerwänden. Denn die Erfahrung zeigte, daß Hochwasser und Eis an Schleusen mit niederem Oberhaupt keinen nennenswerten Schaden anrichten, wenn die über die Schleusenebene hinausragenden, zur Bewegung der Tore und Schützen vorhandenen Winden, die Geländer usw. vor der Überflutung der Schleuse und vor Beginn des Eisgangs entfernt werden. Auch hat sich gezeigt, daß, wenn die Tore und Schütze geschlossen sind, die Sinkstoffablagerung in den Kammern der mit niederem Oberhaupt versehenen Schleusen nicht größer ist, als bei solchen mit hochwasserfreiem Oberhaupt.

Abb. 112. Lageplan einer Staustufe der Oderkanalisierung. M. 1 : 5000.



Da in Flüssen mit Schleppschiffahrt die Doppelschleusen nicht genügen, so werden dort Zugschleusen, d. h. Schleusen mit langen Kammern angelegt, mittels derer Schleppzüge zusammenhängend durchgeschleust werden können. Die Vereinigung der Zugschleuse mit einer Einzelschleuse bietet den Vorteil, daß man auch einzelne Schiffe ohne unnötigen Wasserverbrauch durchschleusen kann. Bei derartigen Schleusenanlagen, die bei neueren Kanalisierungen die Regel bilden, werden Einzelschleuse und Zugschleuse entweder hinter- oder nebeneinander angeordnet, damit das Schleusen in jeder Schleuse unabhängig von der andern möglich ist.

Das Wehr kann sich entweder an das Oberhaupt oder an das Unterhaupt der Schleuse oder auch an den mittleren Teil des Trennungspfeilers bzw. Trennungsdammes anschließen. Damit jedoch die von dem Wehre kommende Strömung den in die Schleuse einfahrenden Schiffen nicht nachteilig wird, sind abgepflasterte, genügend lange Trennungsdämme herzustellen, welche auch eine spätere Verlängerung der Schleusen erleichtern. Da der Verkehr zwischen dem Ufer und dem Wehre sich über die Tore des Ober- und Unterhaupts bewegt, so ist für diesen der Anschluß des Wehres an den mittleren Teil der Schleuse weniger bequem und daher für die rasche Bedienung beweglicher Wehre bei plötzlich eintretendem Hochwasser nachteilig.

Das Gebäude für den Schleusenmeister und seine das Wehr bedienenden Gehilfen, sowie der Schuppen zur Aufbewahrung der Geräte, Reserveteile, Dammbalken usw. werden seitlich der Schleuse auf einer hochwasserfreien Fläche errichtet und durch einen ebensolchen Damm (vgl. Abb. 112) mit der Schleuse verbunden, falls dieselbe ein hochwasserfreies Oberhaupt erhalten hat.

§ 42. Seitenkanäle bilden ein Zubehör der Flußkanalisierungen, falls sie nicht als selbständige, von der Flußkanalisierung unabhängige Anlagen auftreten.

Längere Seitenkanäle werden wegen ihrer großen Kosten nur aus zwingenden Gründen, insbesondere dann ausgeführt, wenn eine erhebliche Schiffahrtshindernisse aufweisende Flußstrecke zu umgehen ist, oder scharfe, einen großen Umweg bildende Krümmungen vermieden werden sollen. So liegen bei der etwas über 58 km langen Strecke der Mosel-Kanalisierung zwischen Frouard und Metz nur rund 10 km in dem Flußbett selbst.

Ferner kann ein Seitenkanal, wie z. B. der Landwehrkanal bei Berlin, der die Berliner Schleusen von dem durchgehenden Verkehr entlastet, zur Umgehung bereits stark in Anspruch genommener und daher zur Aufnahme eines gesteigerten Verkehrs ungeeigneter Flußstrecken angelegt werden.

Weiter sind besondere Seitenkanäle empfehlenswert bei Flußstrecken mit sehr niedrigen Ufern und geringer Niedrigwassermenge, die sich weder für die Kanalisierung noch für die Regulierung eignen, sowie endlich zur Umgehung von Seen oder sehr breiten Flußstrecken, die bei heftigem Wind von Binnenschiffen, der zu hohen Wellen wegen, nicht mehr befahren werden können.

Die Länge, Lage und Anordnung der Seitenkanäle ist von ihrem Zweck und den örtlichen Verhältnissen abhängig. Zur Verminderung des Erdaushubs empfiehlt es sich, die Seitenkanäle in das Überschwemmungsgebiet zu legen. Einige hundert Meter unterhalb ihrer Abzweigung wird in der Regel in dem Fluß ein bewegliches Wehr erbaut, das die erforderliche Fahrtiefe in der oberen Flußstrecke herstellt.

Da längere Seitenkanäle vor der Strömung des Hochwassers des Flusses geschützt werden müssen, so stellt man gewöhnlich unweit der Abzweigung eine, durch einen hochwasserfreien Damm mit dem höheren Ufer verbundene Schutzschleuse mit hochwasserfreien Toren oder auch längs des Kanals Deiche bis zu dem hochwasserfrei anzulegenden Oberhaupt der unteren Kammerschleuse her.

Durschschneidet ein Seitenkanal vorhandene Wege, so werden bei ihm, wie bei sonstigen Schiffahrtskanälen, Brücken, Durchlässe, Veränderung der Vorfluteinrichtungen usw. erforderlich.

E. Der Flußbau.

§ 43. Die Aufgaben des Flußbaues. Der Flußbau, durch dessen Werke natürliche Wasserläufe dem Verkehr, der Gewerbetätigkeit oder der Landwirtschaft dienstbar gemacht werden sollen, hat insbesondere die Ufer gegen Beschädigungen zu schützen, willkürliche Geschiebeablagerungen zu beseitigen, neue Verlandungen zu bewirken und die erforderliche Fahrwassertiefe für die Schiffahrt herzustellen.

Während ein verwilderter Fluß zwischen Sandbänken und Inseln in zahlreichen Armen und Krümmungen, welche die Schiffahrt sowie die Abführung des Hochwassers und des Eises zum Schaden der angrenzenden Grundstücke hindern, dahinfließt, ist ein gezähmter Fluß auf die notwendige Breite beschränkt; die meisten Sandbänke und nachteiligen Krümmungen sind beseitigt, Inseln mit dem Ufer verbunden und dieses gegen Abbruch gesichert; die erforderliche Wassertiefe ist vorhanden, und die Ländereien sind durch Dämme vor Überschwemmungen geschützt. Diese Veränderungen des Flußbetts werden durch eine Umgestaltung des Querschnitts und durch eine andere Verteilung des natürlichen Gefälles erreicht, wobei man das mechanische Arbeitsvermögen des fließenden Wassers mitwirken läßt.

Ein Fluß führt nicht überall dieselbe Wassermenge, weil er durch die Nebengewässer, welche er während seines Laufes aufnimmt, fortgesetzt wächst; auch rufen außergewöhnliche

Zuflüsse von Regen- oder Schneewasser zeitweilige Anschwellungen hervor. Sind dabei Ufer und Sohle des Flußbetts so gestaltet, daß sie weder bei der Anschwellung des Wassers abbrechen, noch auch bei dessen Fallen aufgeschwemmt werden, so hat der Strom einen vollkommenen Zustand der Beständigkeit erreicht. Die Geschwindigkeit, welche dieser oder einem *Beharrungszustande* des Flußlaufs bei bestimmter Wasserführung entspricht, und deren Größe für jede Flußstrecke von der örtlichen Stoßkraft des Wassers und der Beschaffenheit der Ufer und des Bettes abhängt, wird *Normalgeschwindigkeit* oder *Beharrungsgeschwindigkeit* genannt. Das Endziel des Flußbaues ist die Herstellung eines solchen Beharrungszustands, in welchem das Bett in bezug auf Breite und Tiefe die gewünschte Regelmäßigkeit aufweist.

Der Eintritt eines Beharrungszustands wird jedoch um so mehr verzögert, je beträchtlicher die zeitweisen Anschwellungen sind, welche abgelöstes Erdreich von dem Bette des Flusses und Geschiebe aus den Nebenflüssen mit sich führen. Diese Sinkstoffe lagern sich bei fallendem Wasser ab und treten als Sandbänke hervor, die entweder im günstigsten Fall als Inseln bestehen bleiben, oder später wieder weggetrieben und an einen andern Ort getragen werden.

Auf einer im Beharrungszustande befindlichen Flußstrecke stehen Gefällverhältnis, mittlerer Querschnitt und mittlerer benetzter Umfang in richtigen Beziehungen zu der Standfähigkeit des Flußbetts. Wird nun das natürliche Flußprofil durch ein künstliches von gewöhnlich trapezförmiger Form ersetzt, das dem veränderten Wasserlaufe denselben Beharrungszustand gewährt, den der bestehende besaß, so wird die so gefundene künstliche Querschnittsform der *gleichwertige Querschnitt* oder das *Normalprofil* für die betreffende Flußstrecke, und die Wasserspiegelbreite die *Normalbreite* für den maßgebenden Wasserstand genannt.

Das Normalprofil, welches nur für Flußstrecken mit den gleichen Wassermengen dasselbe bleibt, sich jedoch ändert, wenn jene neue Zuflüsse erhalten, kann nur für einen bestimmten Wasserstand, der für den gegebenen Zweck als der wichtigste erscheint, ermittelt werden. Handelt es sich z. B. in erster Linie um die Abführung der Hochwasser und Geschiebe, so ist die Herstellung des günstigsten Hochwasserprofils, dagegen desjenigen für Sommerniederwasser anzustreben, wenn hauptsächlich Schiffahrtszwecke in Betracht kommen.

Bei der *Linienführung geregelter Flußstrecken* fragt es sich mithin stets, welcher Zweck vor allem erreicht werden soll. Für die Abführung der Wassermassen und unter Umständen auch der Geschiebe sind ein regelmäßiges Bett, gleichbleibende Geschwindigkeit und ein gestreckter, d. h. gekürzter Lauf vorteilhaft, während man zur Herstellung einer möglichst guten Schiffahrtsstraße die Stromgeschwindigkeit innerhalb gewisser Grenzen halten, den Geschiebeabfluß regeln und den auf der Wanderung begriffenen Sinkstoffmassen bestimmte, der Schiffahrt nicht im Wege liegende Raststätten anweisen muß. Man wird deshalb den natürlichen schlängelnden Lauf des Flusses soweit möglich beibehalten und nur solche Krümmungen verbessern, welche für die Schiffahrt zu scharf oder für den Abfluß des Hochwassers zu hinderlich sind.

Krümmungen sind nützlich, wenn Verlängerung des Laufes und Verminderung des Gefälles erreicht werden soll; schädlich, wenn möglichste Erleichterung der Abfuhr von Hochwasser und Eis erfordlich ist und wenn sie so scharf sind, daß sie die Schiffahrt gefährden würden[55]. Sie sind vor allem so zu gestalten, daß sie von dem Laufe des Hochwassers nicht überschritten werden können, und daß deshalb auch der Stromstrich des Hochwassers ihnen tunlichst folgen muß[56].

55) L. Franzius, »Zukünftige Regulierung der Flüsse für Niederwasser« im Zentralbl. d. Bauverw. 1893. S. 4.
56) H. Giradon, »Flußregulierung bei niedrigem Wasser«. Haag 1894. S. 23.

Da, je mehr der künstliche Flußlauf im Vergleich zu seinem früheren natürlichen Zustand gekürzt und hierdurch das Gefälle sowie die Schleppkraft[57]) des Wassers vergrößert wird, um so mehr der vorhandene Beharrungszustand des Flusses gestört wird, so sind Geradlegungen möglichst zu vermeiden. Eine Linienführung mit fortgesetzten flachen, große Halbmesser besitzenden Krümmungen ist der Erfahrung nach am zweckmäßigsten, wobei jedoch die richtige Ermittelung der Normalbreite die Hauptsache ist. Dabei sollte an den Scheiteln der Krümmungen eine Verbreiterung, aber in der Gegend der Wechselpunkte der Krümmungen (der sog. Übergänge) wegen der hier vorhandenen Schwellen eine Einengung stattfinden.

Schwellen entstehen zwischen den einander übergreifenden Ausläufern der Vertiefungen, die sich an den einbiegenden (konkaven) Ufern zweier benachbarten Flußkrümmungen bilden. Die Schwellen sind Stellen mit geringer Wassertiefe, welche den Fluß unter spitzen Winkeln durchqueren. Sie benachteiligen die Schiffahrt in hohem Grade, sie können wohl erniedrigt, aber nicht beseitigt werden.

In der Nähe des Scheitels der Krümmung liegt der Talweg dem einbiegenden Ufer am nächsten und soll sich dann allmählich von diesem entfernen, um in der Nähe des Wechselpunkts möglichst in die Flußmitte zu kommen. Da also der Talweg um so näher an das Ufer heranrückt, je schärfer seine Krümmung ist, so sollte sich diese am Übergang verflachen. Aber auch durch geschickt gewählte Neigung der Uferböschungen kann eine gewisse Führung des Talwegs erzielt werden.

Bei naturgemäßer Linienführung und zweckmäßigen Bauwerken werden alle Auskolkungen festgelegt, die Tiefen längs der Einbiegungen erhalten, und die Ablagerungen an den Ausbiegungen kehren regelmäßig wieder, d. h. es erfolgt die so wichtige Festlegung dieser Ablagerungs- oder Raststätten der Sinkstoffe. Die Entfernung zwischen zwei Ablagerungen ist auf jeder Flußstrecke im allgemeinen anders und nur durch Beobachtungen an Ort und Stelle zu ermitteln. Man sollte die Entfernung zwischen den Krümmungen, wie sie bei vorhandenen günstigen Schwellen sich findet, beibehalten, d. h. die natürliche Schwellenzahl nicht ändern und sie nach Giradon lieber ein wenig vermehren, als vermindern, weil dadurch die Höhe der Schwellen verringert wird.

Bei einer solchen Linienführung wird die natürliche Gestalt des Flusses nicht willkürlich geändert, sondern man beschränkt sich darauf, die stellenweise durch die Natur hervorgebrachten günstigen Formen überall herbeizuführen, überflüssige, die Schiffahrt hindernde Unregelmäßigkeiten zu beseitigen und in die Aufeinanderfolge der Krümmungen Stetigkeit und Zusammenhang zu bringen.

Was die Linienführung für ein doppeltes bzw. dreifaches Profil betrifft, welche in Betracht kommen, wenn Nieder- und Mittelwasser in einem gemeinsamen Gerinne, das Hochwasser dagegen auf dem eingedeichten Vorlande abfließen sollen, bzw. wenn in einem für Mittelwasser geregelten Fluß eine der Schiffahrt günstige Niederwasserrinne eingebaut und zum Schutze gegen Überschwemmungen eine Eindeichung hergestellt werden soll, so gibt man dem Niederwasserbett eine mehr geschwungene (Abb. 113), dem Hochwasserbett dagegen eine mehr gestreckte Richtung als dem Mittelwasserbett. An der Stelle, wo die Krümmungen wechseln, werden die Ufer für das Niederwasserbett mit der Richtung des Stromschlauchs gleichlaufend angelegt, in den Einbiegungen dagegen die Streich- oder Leitlinien für Nieder- und Mittelwasser nahe aneinandergerückt. Auch empfiehlt es sich, in den Scheiteln der Krümmungen die Betten noch getrennt zu halten, d. h. deren Böschungen nicht zusammenfallen zu lassen (vgl. die Querschnitte

---

[57]) »Das Schleppkraftgesetz« (vgl. Abschn. A dieses Kapitels, § 7) ist von Kreuter ausführlich besprochen im »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, 3. Teil, 6. Bd., 4. Aufl., Leipzig 1907, S. 11 bis 14.

Abb. 114 bis 116)[58]. In Abb. 113 sind die Linien MM und M_1M_1 die Leitlinien für das Mittelwasserbett; diese liegen gewöhnlich in der Höhe des durchschnittlichen Sommerwassers, die auch die Vegetationsgrenze zu sein pflegt. Bei RR befinden sich die oben erwähnten Raststätten der Sinkstoffe.

Abb. 113 bis 116. Linienführung für ein dreifaches Profil.

Abb. 113. Lageplan.

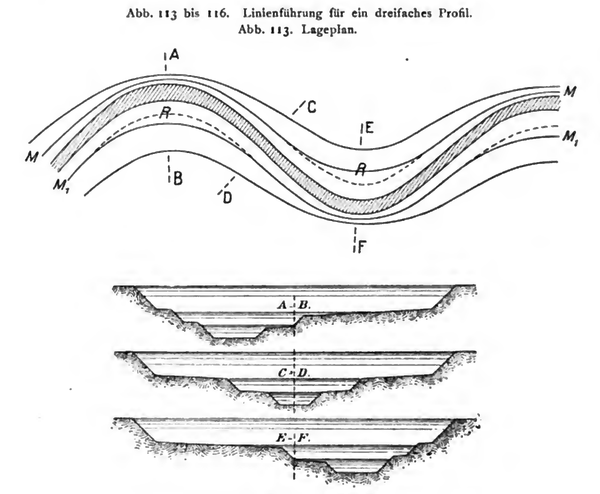


Abb. 114 bis 116. Querschnitte.

§ 44. Die Regelung des Mittelwasserbetts der Flußläufe bezweckt in erster Reihe die Sicherung der Ufer gegen die Angriffe des Wassers. Dieser Zweck wird durch bauliche, eine regelmäßige Abführung des Wassers und der Geschiebe veranlassende Anlagen erreicht. Hierbei muß den Ufern diejenige Standfähigkeit verliehen werden, deren sie bedürfen, wenn der Flußlauf seine natürliche Lage beibehalten soll, oder wenn durch Veränderungen an dem Lauf und der Gestalt des Gerinnes die Angriffe des Wassers gesteigert werden. Soll außerdem der Fluß schiffbar gemacht oder seine Schiffbarkeit verbessert werden, so ist eine unveränderliche Lage der Fahrrinne sowie genügende Fahrwassertiefe, auch bei niedrigen Wasserständen, anzustreben.

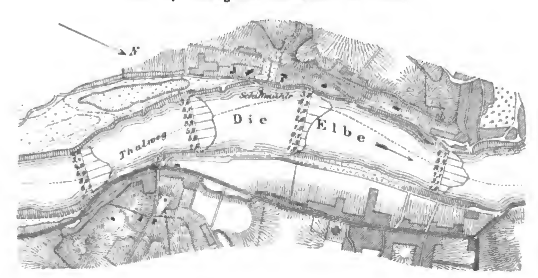
Zur Erreichung dieser Zwecke führt man das in verwilderte Arme gespaltene Wasser eines Flusses in ein Bett zusammen und sucht die Unregelmäßigkeiten der Hauptrinne zu beseitigen. Man vergleiche hierzu das im Abschnitt A dieses Kapitels S. 363 Gesagte. Handelt es sich nur um Geschiebe- und Hochwasserabfuhr, so ist auf die Ausbildung einer ebenen Sohle, bei Berücksichtigung der Schiffahrt dagegen auf Herstellung einer von den

---

[58]) Die Abb. 114 bis 116, 120 bis 123, 125 bis 135, 143 bis 146, 150 bis 158, 163 bis 167 und 171 sind dem »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, 4. Aufl. 1907. III. Teil, dem von Prof. Franz Kreuter verfaßten und bei der Bearbeitung des vorliegenden Abschnitts benutzten 6. Bd.: »Der Flußbau«, entnommen.

Schiffen leicht zu folgenden Richtung des Talwegs oder Stromstrichs, die in Abb. 117[59]) gestrichelt ist, hinzuwirken. Um bei niedrigem Wasserstand eine genügende Fahrwassertiefe zu erhalten, wird das Niederwasser zwischen nahe genug aneinandergerückten Werken in ein enges Bett zusammengedrängt.

Abb. 117. Talweg oder Stromstrich. M. 1 : 60000.



Die zur Regelung der Flußläufe auszuführenden Arbeiten nennt man Korrektion und Regulierung. Durch die Korrektion soll die Bändigung eines verwilderten Flußlaufs sowie dessen Einschränkung auf ein Bett von regelmäßiger Breite erreicht werden, während die Regulierung eine Lenkung des bereits gebändigten Stroms ist, wobei insbesondere auf die Erhaltung der Fahrrinne in bestimmter Lage und Tiefe bei Niederwasser zum Nutzen der Schiffahrt hingearbeitet wird. Die Bezeichnung Rektifikation für eine Streckung oder Geradlegung des Flußlaufs wird neuerdings selten gebraucht.

Die Mittel zur Regelung der Flüsse sind Sicherung der Ufer gegen Abbruch, Beschränkung der allzu großen Flußbreite, Beseitigung zu häufiger Serpentinen, sowie Erhöhung der Ufer oder Anlage von Dämmen zum Schutze gegen Hochwasser. Dabei unterscheidet man zwischen den Bauten in dem Fluß und denjenigen außerhalb des Wasserlaufs. Zu den ersteren gehören die Werke, welche zur eigentlichen, unmittelbaren Regulierung der Flüsse dienen, sowie die zu deren Kanalisierung und zu andern Zwecken erforderlichen Stauwerke, zu den letzteren dagegen die Durchstiche und die Deiche oder Hochwasserdämme.

Je nach ihrer Lage zum Stromstrich werden die Uferbauten in Längs- und Querbauten eingeteilt. Laufen die Längswerke unmittelbar an dem Ufer hin, so heißen sie Deckwerke, dagegen Leitwerke oder Parallelwerke, wenn sie in einiger Entfernung von dem natürlichen Ufer angelegt sind. Die Querbauten werden Einbauten genannt, wenn sie nur ein Stück weit in den Fluß hineinragen, Sperrdämme oder Zuschlüsse, wenn sie einen Flußarm absperren, und Querbänder oder Queranschlüsse, wenn sie zur Verhütung von Hinterströmungen die Leitwerke mit dem natürlichen Ufer verbinden. Grundschwellen endlich sind Querbauten unter Wasser, welche zur Befestigung der Flußsohle angelegt werden.

---

[59]) Die Abb. 117, 124, 136 bis 142, 147 bis 149, 159 bis 162, 168 bis 170, 172 bis 176, 186, 234, 237 bis 241, 257 und 261 bis 265 sind den »Elementen des Wasserbaues« von Sonne und Esselborn. Leipzig 1904, entnommen.

Ferner können die in einem Fluß auszuführenden Werke in aufliegende, schwebende und durchlässige Bauten eingeteilt werden. Die aufliegenden Bauten sind dammartige Körper, welche ihrer ganzen Länge nach auf dem Flußgrund oder dem Ufergelände aufruhen, während schwebende Bauten an reihenweise eingerammten Pfählen aufgehängt sind und nicht bis auf die Flußsohle hinabreichen. Ein Mittelding beider bilden die durchlässigen Bauten, welche sich wie die festen als Längs- und Querbauten bewährt haben, während die schwebenden nur als Längsbauten verwendbar sind.

§ 45. Querbauten. Die bei der Regelung eines Flusses zur Anwendung kommenden, auch vorspringende Bauten genannten dammartigen Querbauten, welche in bestimmten Abständen voneinander von dem Uferrande bis an die Streichlinie hinausragen, sollen den Strom zwingen, einen andern Lauf einzuschlagen, indem sie ihn aus seiner ursprünglichen Richtung drängen. Die Einbauten werden in Hauptwerke, welche auch Buhnen, Sporen und Abweiser heißen und die ganze Stromgewalt aufzunehmen haben, und in Unterstützungswerke oder Schlickfänger eingeteilt, welche die Hauptwerke in der Bildung von Anlandungen zu unterstützen haben.

An den Buhnen unterscheidet man die Wurzel, d. h. das in das Ufer einbindende untere, und den Kopf, d. h. das vordere in den Fluß hineinragende Ende; ferner die obere, Krone genannte ebene Fläche, die nach der Strömung zu liegende, Streichseite heißende Böschungsfläche und die Rückseite oder untere Böschungsfläche. Die Krone kann wagerecht oder gegen den Strom abfallend liegen und entweder hochwasserfrei oder bei höheren Wasserständen überflutbar sein. Taucht sie gegen den Kopf hin auch bei niedrigen Wasserständen unter, so werden die Einbauten Tauchbuhnen, dagegen versenkte Buhnen genannt, wenn die Krone ganz unter dem niedrigsten Wasserstande liegt. Versenkte Einbauten, welche gegen die Mitte des Flusses zu liegen oder diesen durchqueren, heißen Grundschwellen.

Die Wirkung einer Buhne besteht darin, daß vor ihr die Durchflußfläche plötzlich verengt, dahinter jedoch ebenso unvermittelt wieder erweitert wird. Die Buhnen bewirken Verlandungen in den sog. Buhnenfeldern; bei den an den Leitlinien endigenden Buhnen ist jedoch der Vorgang ein ziemlich verwickelter. Während der Hochwasser werden diese Buhnen überströmt und wirken dann ähnlich wie Grundwehre, neben denen sich Grundablässe befinden, fangen also hauptsächlich an den Streichseiten Sinkstoffe auf. Fällt das Wasser, dann wirken die Buhnen anfangs wie Überfallwehre, und bei weiterem Fallen des Wassers werden ihre Kronen nicht mehr von diesem überströmt. Alsdann bildet der von den Buhnen erzeugte Stau sich mehr und mehr aus und verursacht starke Strömungen vor den Buhnenköpfen, sowie Drehbewegungen des Wassers in den Buhnenfeldern. Deshalb kommen die Sinkstoffe vorwiegend an den Rückseiten der Buhnen zur Ruhe; einen dauernden und gesicherten Platz erhalten sie jedoch erst durch Pflanzungen und ähnliche Hilfsmittel, weil die Verlandungen, sich selbst überlassen, unregelmäßig und wandelbar zu sein pflegen. Dieser Auflandung sind flache Böschungen an den gegen die Strömung gerichteten Streichseiten der Buhnen günstig. Da der Buhnenkopf dem Anprall des Stromes besonders ausgesetzt ist, so muß er möglichst fest hergestellt werden und flache Böschungen erhalten. Auch die Krone überflutbarer, namentlich den Angriffen durch das Eis ausgesetzter Buhnen ist gut zu befestigen. Wird nun eine Reihe von Buhnen in angemessenen Entfernungen voneinander angelegt, so erhält hierdurch der Stromstrich eine gewisse Führung und kann einigermaßen geregelt werden[60].

---

60) Für die Wirkung der Buhnen vgl.: Engels Untersuchungen im Flußbau-Laboratorium zu Dresden über die Wirkung der Strömung auf sandigen Boden unter dem Einflusse von Querbauten. Zeitschr. f. Bauw. 1904, S. 449.

Nach der Lage der Einbauten gegen den Stromstrich unterscheidet man senkrechte oder normale, stromabwärts gerichtete oder deklinante und stromaufwärts gerichtete oder inklinante Buhnen, von denen die letzteren die empfehlenswertesten und am häufigsten angewandten sind. Bei ausgeführten inklinanten Buhnen bilden deren Längenachsen mit der Streichlinie in geraden Strecken Winkel von 70 bis 75°, in einbiegenden Strecken solche von 78 bis 80° und in ausbiegenden Strecken Winkel von 80 bis 90°. Die Buhnen werden meistens in Gruppen entweder nur an einem oder an beiden Ufern (s. Abb. 118) angelegt, doch dürfen die Einbauten nicht so kurz werden, daß die Verlandung erschwert wird, sondern es ist in solchen Fällen ein Parallelwerk (Abb. 119) anzulegen.

Abb. 118. Buhnen.

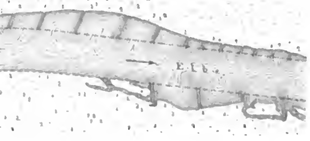
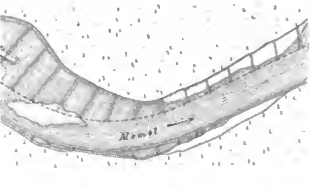


Abb. 119. Gleichzeitige Anwendung von Buhnen und Parallelwerken.



Werden an beiden Seiten des Flusses Buhnen hergestellt, so ordnet man sie in geraden Strecken so an, daß ihre Köpfe einander gegenüber liegen und ihre Mittellinien sich paarweise in der Mitte des neuen Flußbetts schneiden (Abb. 120), wodurch je zwei Buhnen zusammen die Flußbreite in dem nämlichen Querprofil verengen. Nur in Krümmungen werden die Buhnen häufig nicht in dieser Weise angeordnet, weil sonst eine gewöhnlich nicht erforderliche Vermehrung der Werke an dem ausbiegenden Ufer stattfinden würde.

Abb. 120. Einander gegenüberliegende Buhnen.



Die Entfernung der Buhnen voneinander richtet sich nach der Normalbreite des Flusses, nach der Stärke und Richtung der Strömung, sowie nach der Buhnenlänge und der Gestalt des Flußbetts. In einbiegenden Strecken, wo das Ufer die stärksten Angriffe erleidet, muß sie geringer als in geraden Strecken und in diesen wieder kleiner als in Ausbiegungen sein. Im allgemeinen empfiehlt es sich, die Werke lieber zu nah als zu weit voneinander anzulegen; bei in neuerer Zeit ausgeführten Buhnen wurde deren Entfernung voneinander in geraden Strecken zu $\frac{5}{7}$ der Normalbreite des Flusses angenommen, diese Entfernung bei kurzen Buhnen und in Einbiegungen jedoch um die Hälfte ermäßigt, in den Ausbiegungen dagegen bei Festlegung vorhandener Sinkstoffbänke um das Doppelte vergrößert.

Hochwasserfreie Buhnen erhalten wagerechte Kronen, überflutbare dagegen zweckmäßig solche, welche von dem Kopfe bis zu der Wurzel eine Steigung von 1 : 100 bis 1 : 200 haben; doch dürfen niedrige Ufer niemals von der Buhnenkrone überragt werden, weil sich sonst schädliche Überfälle bilden, welche das Ufer angreifen und die Buhnen hinterwaschen. Da bei überflutbaren Buhnen die Verlandung nicht immer in genügender Weise erfolgt, so muß in solchen Fällen durch leichte, Schlickfänger genannte Zwischenwerke auf vermehrte Sinkstoffablagerung hingewirkt werden. Die Verlandung kann man mitunter auch dadurch fördern, daß die Buhnen zunächst nur bis über den niedrigen Wasserstand ausgeführt und erst später erhöht werden.

Buhnen, die vorzugsweise in Norddeutschland, dagegen in Süddeutschland weniger zur Regelung der Flüsse verwendet werden, eignen sich besonders für solche Stellen, wo bereits eine natürliche Neigung zu Geschiebeablagerungen vorhanden ist. Gewöhnlich wird bei der Ausführung von Buhnen mit der obersten einer Gruppe begonnen, um dadurch die unterhalb nachfolgenden in schwächerer Strömung erbauen zu können. In scharfen Krümmungen sind Buhnen zu vermeiden, in geraden Strecken jedoch zweckmäßig, wenn sie in angemessenen Abständen angelegt werden. Kurze Buhnen in weiten Zwischenräumen voneinander schaden mehr, als sie nutzen; auch in reißenden, viel Geschiebe mit sich führenden Gebirgsflüssen haben sich Buhnen nicht bewährt.

Grundschwellen, welche einen unvollkommenen, das Flußbett unterhalb angreifenden, oberhalb durch Ablagerungen erhöhenden Überfall erzeugen, dienen wie die versenkten Buhnen zur Festlegung der Sohle, indem sie bewirken, daß gröberes Geschiebe auf derselben liegen bleibt und deren Widerstandsfähigkeit erhöht.

§ 46. Längsbauten. Bei Verwendung fester Längsbauten zur Regelung der Flüsse ist die richtige Vorausbestimmung des Normalprofils von großer Wichtigkeit, weil bei zu groß angenommener Breite des Flußbetts die Schleppkraft des Wassers zu gering und deshalb die Geschiebeabfuhr ungenügend wird, während bei zu kleiner Breite die zu stark gewordene Strömung die Sohle angreift und die Erhaltung der Werke erschwert.

Die unmittelbar an dem Ufer hinlaufenden, Uferdeckwerke genannten Längsbauten sollen dem natürlichen Ufer die erforderliche Widerstandsfähigkeit geben, um Uferschälungen, d. h. Beschädigungen des Ufers über dem Mittelwasserstande durch Hochwasser und Wellenschlag, oder einem durch steiles Abnagen oder Unterspülen hervorgerufenen Uferbruch vorzubeugen. Dabei muß der unter Mittelwasser herzustellende, Grundböschung genannte Teil der Uferdeckung, welcher eine Unterspülung des Schutzbaues und die Auskolkung der Sohle vor jenem verhindern soll, viel widerstandsfähiger hergestellt werden als der über Mittelwasser zum Schutze gegen Uferschälung zu befestigende obere Teil.

Bei den Uferdeckwerken kann die Böschungsfläche entweder ohne Unterbrechung bis zur Flußsohle hinabgehen oder in Mittelwasserhöhe durch eine Berme unterbrochen werden. Können die zu schützenden Ufer genügend flach abgeböscht werden, so sind diese durch Uferdeckwerke in engerem Sinne zu befestigen, während bei erforderlicher steiler Begrenzung der Ufer Bauwerke nötig werden, die, aus Holz hergestellt, Bohlwerke, aus Mauerwerk ausgeführt, Ufer- oder Kaimauern heißen.

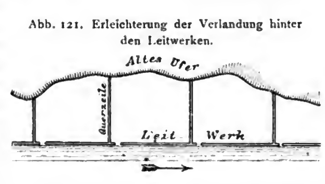
Die dammartig hergestellten Leitwerke (s. S. 439), welche in ihrer Verwendung für die Regelung des Mittelwasserbetts in Norddeutschland Parallelwerke heißen, werden von höheren Wasserständen als das Mittelwasser überströmt. Um deshalb das Ufer angreifende Hinterströmungen zu verhindern und um die Sinkstoffablagerung zu unterstützen, werden zwischen den Leitwerken und dem Ufer einzelne Anschlußwerke, auch Querbänder und Querzeilen genannt, hergestellt, welche entweder rechtwinklig oder schiefwinklig zu dem Leitwerk liegen und den zur Auflandung bestimmten Raum in einzelne Felder teilen.

Leitwerke schränken den Querschnitt des Flusses auf ihre ganze Länge ein, vermehren dadurch die Tiefe und Schleppkraft des Wassers und bewirken eine Vertiefung der Flußsohle, sowie den Abbruch der im Flußschlauche liegenden Ufervorsprünge und etwa vorhandener Kies- und Sandbänke (vgl. Abb. 119, S. 441). Die Leitwerke werden meistens nur bis zur Höhe des Mittelwassers ausgeführt, damit bei höheren Wasserständen Sink-

stoffe zur Verlandung zugeführt werden können. Soll zu deren Erleichterung das Wasser auch bei niedrigeren Wasserständen Zutritt in die Felder zwischen den Querbändern haben, so läßt man in dem Leitwerk gleich unterhalb der Querzeilen Lücken (Abb. 121), durch welche das schlickhaltige Wasser eintritt und, von dem untern Anschlußwerk aufgestaut, beruhigt und zur Ablagerung seiner Sinkstoffe veranlaßt wird. Die Entfernung dieser Querdämme voneinander ist je nach der Gefahr der Hinterströmung, welche in Konkaven am größten ist, gleich dem zwei- bis vierfachen der Flußbreite anzunehmen.

Um das Flußbett zur Abfuhr von Hochwasser und Eis möglichst günstig zu gestalten und um den Anforderungen der Schifffahrt zu entsprechen, wurden Leitdämme, durch die das Wasser völlig zusammengehalten, mithin ohne Unterbrechung zu gleichmäßigem Fließen und zur Entwicklung einer gleichbleibenden Schleppkraft gezwungen wird, mit Erfolg angewendet. Eine ununterbrochene Führung des Niederwassers ist nur durch Leitdämme möglich, deren Oberkante höchstens bis zur Höhe jenes Wasserstands reicht, und hinter denen die Sohle innerhalb der ganzen Breite des Mittelwasserbetts schwach ansteigen muß, damit der für das kleinste Wasser bestimmte Querschnitt allmählich die für Mittelwasser erforderliche Größe annimmt. Ist die Normalbreite richtig gewählt, so bildet sich durch diese zusammenhängenden Leitwerke ein gleichmäßiges Gefälle des Niederwasserschlauchs, sowie eine diesem Gefälle und dem Beharrungszustand entsprechende, fast gleichbleibende Tiefe der Stromrinne aus.

Abb. 121. Erleichterung der Verlandung hinter den Leitwerken.



Um die Vorteile sowohl des Buhnen- als auch des Leitwerkbaues am zweckmäßigsten auszunutzen, deren Nachteile dagegen zu vermeiden, können zur Schiffbarmachung der Flüsse gleichzeitig Buhnen und Leitwerke verwendet werden. Bei dieser Bauweise wird das einbiegende Ufer hauptsächlich mit Leitwerken, das ausbiegende dagegen, wo nötig, mit Buhnen ausgebaut (vgl. Abb. 119, S. 441). Mit dieser zusammengesetzten oder Verbund-Bauweise, die insbesondere bei der Regelung der Rhone in großem Maßstab angewendet wurde, erzielte man dort große Erfolge. Für die Regelung gerader Strecken ist bei größerer Entfernung der Streichlinien von dem Ufer die Verwendung von Buhnen, bei geringerer jedoch diejenige von Leitwerken am empfehlenswertesten.

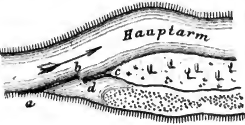
Mitunter hat man durchlässige Buhnen verwendet, die der Hauptsache nach aus zwei gleichlaufenden Pfahlreihen bestehen, deren Köpfe durch Zangen miteinander verbunden sind, und zwischen denen Busch befestigt ist. Damit jedoch das unterhalb des Baues hindurchströmende Wasser die Pfähle nicht losspült, ist die Sohle durch aus Busch hergestellte, bei den »Baubestandteilen« zu besprechende Packwerksinkstücke zu befestigen.

Da die durchlässigen Buhnen der Strömung keinen großen Widerstand entgegensetzen, so können sie in verhältnismäßig starker Strömung bestehen. Indem durch sie die Schleppkraft zwischen den Buhnen sich vermindert, wird die Bewegung der in ihren Bereich gelangenden Geschiebe gehemmt und infolge der Beruhigung des Wassers eine Ablagerung schwebender Sinkstoffe bewirkt. Bei großen Flüssen in sehr beweglichen Betten sind durchlässige Bauten, die zuerst nur bis zu geringer Höhe über Niederwasser ausgeführt werden, zur Erzielung von Verlandungen und zur Sicherung des vorhandenen Flußlaufs empfehlenswert.

§ 47. Sperrdämme und Durchstiche.

a) Sperrdämme auch Abbaue und Zuschlußbauten genannt, sind Querbauten in Flußarmen oder Flußkrümmungen, wodurch diese von dem neuen, einheitlichen Flußlauf abgeschnitten und meistens auch zur Verlandung gebracht werden sollen. Zur Erreichung des letzgenannten Ziels ist es vorteilhafter, die beiderseits an feste, die Krone der Sperrdämme überragende Ufer anzuschließenden Werke so anzulegen, daß sie die Verkiesung des Nebenarms befördern, als daß sie nur die Strömung von ihm abhalten. Man stellt deshalb den Sperrdamm gern aus zwei Teilen her (Abb. 122), welche so in den Fluß hineingebaut werden, daß die Treibbuhne *ab* einen beträchtlichen Teil des Stroms auffängt und nach dem Hauptarme hin von dem Nebenarm abweist, während die Fangbuhne *cd* den Zufluß in den letzteren zwischen der Treibbuhne und dem unteren Ufer einschränkt und bricht und hierdurch den Strom veranlaßt, den durch die Öffnung zwischen den beiden Buhnen eingeführten Schotter und Sand in dem zu verlandenden Flußarm abzusetzen.

Abb. 122.
Aus zwei Teilen bestehender Sperrdamm.



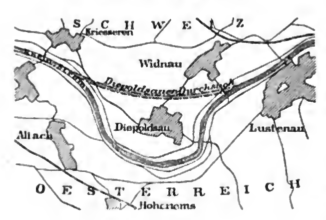
Vollständige Absperrungen (Abb. 123), bei denen die Verlandung viel langsamer vor sich geht, sind jedoch nicht zu vermeiden, wenn der zum Zwecke der Schiffahrt abzubauende Arm kürzer als der Hauptarm ist, und der Strom diesen zu verlassen droht, um sich dem ersteren zuzuwenden, oder wenn längs des Flusses ein Leinpfad hinführt, welcher dann den Abbau möglichst in der Richtung des Fahrwassers überschreiten muß. Um Uferbeschädigungen bei dem Übersturz des Wassers zu verhüten, ist bei *A* ein Anschlußwerk und in dem Zwickel daselbst eine Uferdeckung herzustellen. Liegt die Krone eines vollen Sperrdammes nicht über Mittelwasserhöhe, so wird dem zu verlandenden Flußarme noch eine genügende Menge von Sinkstoffen zugeführt.

Abb. 123. Vollständiger Sperrdamm.



b) Durchstiche sind Bodeneinschnitte zwischen zwei oder mehr Flußkrümmungen, welche sofort oder erst nach einiger Zeit den ganzen Fluß aufnehmen und weiterleiten sollen. Die Durchstiche bilden das Hauptmittel zu der S. 439 erwähnten Geradlegung der Flüsse. Bei dem in Abb. 124 dargestellten Durchstich z. B. ist die ursprüngliche Länge der Flußstrecke von 9 auf 6 km vermindert, wodurch das Gefälle sowie die Schleppkraft des Wassers entsprechend vergrößert wurde.

Abb. 124. Durchstich. M. 1 : 150000.



Da Durchstiche eine Senkung der Flußsohle und des Wasserspiegels bewirken, so muß vor deren Ausführung insbesondere erwogen werden, ob nicht eine den Grundbau der den Fluß überspannenden Brücken gefährdende Wasserspiegelsenkung zu befürchten ist, und ob nicht die sich vergrößernde Geschwindigkeit der Strömung die für die Bergfahrt höchstens zulässige von 2 m/Sek. überschreiten wird. Als zweckmäßig ist die Herstellung eines Durchstichs besonders dann zu bezeichnen, wenn der Fluß wegen

seiner vielen und starken Krümmungen einen so trägen Lauf hat, daß das Geschiebe nicht mehr genügend abgeführt wird und dadurch den Fluß verwildert; ferner wenn durch die Krümmungen die Schiffahrt gefährdet wird, sowie Überschwemmungen und Eisversetzungen hervorgerufen werden, oder wenn die einbiegenden Ufer so stark angegriffen sind, daß Verbesserungswerke nur mit unverhältnismäßig hohen Kosten hergestellt und unterhalten werden können. Endlich werden Durchstiche nicht selten ausgeführt, um die Entwässerung des Geländes zu verbessern.

Mitunter bringen es die Anforderungen des Verkehrs mit sich, daß Durchstiche durch Erdarbeiten und Baggerung in kurzer Zeit hergestellt und sogleich mit Uferdeckungen versehen werden müssen. Wenn man dann nach Beendigung dieser Arbeiten am obern Ende des Durchstichs den Damm, der während des Baues die Strömung abhielt, behufs Einlassens des Oberwassers durchsticht, so kann der neue Lauf des Wassers alsbald benutzt und der frühere abgesperrt werden.

Die Wirkung, die ein vollendeter Durchstich auf die oberhalb liegenden Strecken des Flusses ausübt, besteht darin, daß mit der Herstellung eines Durchstichs des Mittelwasserbetts stets eine Abkürzung des Flußlaufs verbunden ist und daß diese zur Folge hat, daß in ihrem Bereich die Sohle und mit ihr die Wasserstände ein erheblich stärkeres Gefälle erhalten als früher. In dem in Abb. 124 vorgeführten Fall ist die Länge der betreffenden Flußstrecke durch den Durchstich um ein Drittel vermindert, und das Gefälle dementsprechend von 0,8 auf 1,2 ‰ vergrößert worden. In gleichem Grade hat auch die Schleppkraft zugenommen. Wenn nun der Untergrund des neuen Bettes nicht erheblich widerstandsfähiger ist, als der des alten, so findet im ersteren eine Ausnagung der neu hergestellten Sohle statt, was zur Folge hat, daß auch oberhalb des Durchstichs Ausnagungen eintreten. Das Ergebnis ist, daß im Oberwasser der Durchstiche Senkungen der Flußsohle, verbunden mit solchen der niedrigen und mittleren Wasserstände eintreten. Die Durchstiche sind deshalb sehr geeignet, um die Entwässerung der Ländereien zu befördern.

Wie weit stromaufwärts die oben genannten Veränderungen sich erstrecken werden, läßt sich zum voraus nicht genau sagen; es ist zu beachten, daß der Unterschied zwischen den ursprünglichen und den neuen Gefällen mit der Verlängerung der Ausnagungen immer geringer wird. Die für Abb. 124 angestellte Rechnung (vgl. »Elemente des Wasserbaues« von SONNE und ESSELBORN, S. 182 u. 183) ergab, daß oberhalb des Diepoldsauer Durchstichs die Senkung der Flußsohle in 60 km Entfernung voraussichtlich nahezu aufhört.

Der Wasserspiegel ungewöhnlicher Hochwasser wird durch die Durchstiche, sowohl oberhalb, als auch unterhalb dieser, in der Regel nur wenig beeinflußt, weil ein großer Teil jener Hochwasser seine eigenen, von der Lage des Mittelwasserbettes unabhängigen Wege zu nehmen pflegt.

Die Durchstiche werden gewöhnlich nicht vollständig ausgehoben, sondern dadurch hergestellt, daß man nur einen genügend breiten und tiefen Graben aushebt und dem Strome selbst die vollständige Ausarbeitung des neuen Betts überläßt. Da aber hierbei größere Geschiebemassen in Bewegung gesetzt werden, so ist, wenn mehrere aufeinander folgende Windungen abzukürzen sind, mit dem Beginn eines weiteren Durchstichs immer zu warten, bis der Strom den vorhergehenden genügend verbreitert und vertieft hat. Die Ausgrabung des Durchstichs und die Aufkiesung des alten Flußbetts erfolgen demnach von selbst; denn sobald der Strom in dem neuen Bette zu wirken anfängt, vermindert sich die Geschwindigkeit in der abgeschnittenen Krümmung, wodurch sich daselbst Schlamm und Sand in großer Menge niederlassen.

§ 48. Baustoffe. Bei dem Flußbau werden in großen Mengen Bruchsteine, ferner Ton, Kies, Sand und Erde, sowie Busch- oder Faschinenholz verbraucht.

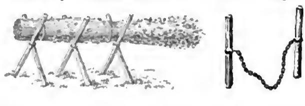
a) Natürliche Bausteine. Die zu verwendenden Bruchsteine sollen frostbeständig, hart und so schwer sein, daß sie auch einzeln von der Strömung nicht fortgeschleppt werden.

b) Ton, Sand und Kies. Beim Wasserbau wird Ton zur Herstellung wasserdichter Unterlagen und Bekleidungen unter Pflasterungen und Böden oder hinter Mauern und Holzwänden verwendet. Sand und Kies müssen, wenn sie zur Herstellung von Mauerwerk dienen sollen, rein, ohne tonige Beimengungen, scharf und eher zu grob als zu fein sein. Der zum Belasten und Versenken der Faschinenkörper zu verwendende Flußkies besitzt am besten Nußgröße, weil zu feiner Kies von dem Wasser zwischen dem Reisig herausgewaschen wird, während zu grober sich nicht gut in die Zwischenräume einlegt.

c) Bauholz. Das Holz wird beim Wasserbau als Rundholz, Kant- und Schnittholz, sowie als Faschinen- oder Buschholz verwendet.

d) Faschinen sind mäßig dicke, zusammengeschnürte Bündel Buschholz, aus denen verschiedenartige Werke zusammengesetzt und schichtenweise aufgebaut werden. Zur Herstellung der Faschinen eignen sich lange, ziemlich gerade und biegsame, am Stammende nicht über 3 cm starke Äste von Weiden, Pappeln und Erlen am besten. Weiden- und Erlenreiser, in der Zeit von Oktober bis April geschnitten und verwendet, treiben bei steter Berührung mit feuchter Erde Wurzeln und bilden nach wenigen Jahren an der Verwendungsstelle einen von dichtem Wurzelgeflecht durchzogenen und mit Buschwerk bedeckten Körper.

Abb. 125 u. 126. Anfertigung der Faschinen.
Abb. 125. Faschinenkreuze. Abb. 126. Würgkette.



Zur Anfertigung der Faschinen, die gewöhnlich 3 m lang und an dem Stammende 0,3 m dick hergestellt werden, legt man über die in den Boden getriebenen Faschinenkreuze (Abb. 125), die zu einer Faschine erforderlichen genügend langen Reiser, welche von zwei Arbeitern mittels einer ungefähr 90 cm langen Würgkette (Abb. 126) fest zusammengeschnürt werden, während ein dritter das Bündel dicht daneben mit einer gedrehten starken Rute oder, was neuerdings vorgezogen wird, mit geglühtem Eisendraht umbindet. Dies geschieht 0,3 m vom Stammende zum ersten und 1,0 bis 1,5 m davon zum zweiten Male. Die zum Umwinden der Faschinen dienenden, auch Wieden oder Weeden genannten Rutenbänder werden aus Weiden-, Pappel-, Birken- oder sonstigen zähen Reisern, die sich leicht drehen lassen, hergestellt.

Zum Festnageln der einzelnen Teile von Faschinenbauten aufeinander oder auf dem Erdboden dienen Pfähle aus hartem Holz, die Handpfähle oder Spickpfähle genannt werden, bis zu 5 cm dick und je nach Bedürfnis 0,6 bis 1,5 m lang sind. Pfähle aus gespaltenem Holz haften sehr fest, während unabgerindete, im Winter gefällte und frisch verwendete Pfähle aus Weiden, Erlen und Pappeln bald auswachsen und sich begrünen.

§ 49. Baubestandteile.

a) Steinwerke. Aus den einzelnen Baustoffen werden Baubestandteile zusammengesetzt, die zur Bildung der bei dem Flußbau erforderlichen Bauwerke dienen und je nach dem hauptsächlich dazu verwendeten Baustoff in Steinwerke, Faschinenwerke und Holzwerke eingeteilt werden. Die Steinwerke zerfallen wiederum in Pflasterungen, Steinwürfe und Steinschlauen.

α) *Pflasterungen.* Die rauheste Form der Pflasterungen, welche beim Flußbau meistens aus Bruchsteinen hergestellt werden, besteht aus einer nur oberflächlich geordneten und abgeglichenen Überschüttung mit Steinen und wird Abrollung genannt. Eine Pflasterung aus regelrecht aneinander gefügten Steinen von nahezu gleicher Dicke besitzt große Widerstandsfähigkeit und Dauer, wenn sie nicht durch die Angriffe der darüber hinweggeführten Geschiebe abgenützt und bald durchschliffen wird.

Abb. 127 bis 129. Pflasterungen.

Abb. 130. Richtung der Fugen.

Abb. 131. Fester Steinwurf.

Da die Pflastersteine eine Unterlage haben müssen, welche nicht durch das Wasser zwischen den Fugen herausgespült werden kann, so muß das Pflaster, wenn es nicht wasserdicht in Mörtel (Abb. 127) ausgeführt wird, eine genügend dicke Unterlage aus Kies oder Schotter (Abb. 128) erhalten, oder auf einen aus kleineren Steinsplittern bestehenden Steinsatz (Abb. 129) gestellt werden, wobei die Zwischenräume zwischen den Pflastersteinen mit Kies oder Steinsplittern sorgfältig auszufüllen sind.

Die Fugen dürfen in der Stromrichtung nicht durchlaufen, sondern müssen bei einer Sohlenpflasterung nach der Querrichtung verlaufen und bei einem Böschungspflaster in der Stromrichtung sanft ansteigen (Abb. 130), weil sie dann nicht ausgewaschen, sondern sogar mit Sinkstoffen noch gedichtet werden. Da, wo Treibeis und Treibholz einzelne Steine herausreißen und dadurch die ganze Pflasterung gefährden könnten, müssen die Steine nicht nur tief in die Unterlage eingreifen, sondern auch an der Oberfläche eine glatte Bearbeitung erhalten. Bei fehlenden Bruchsteinen können diese durch künstlich hergestellte Platten ersetzt werden.

β) *Steinwürfe* bestehen aus schweren Steinen, welche meistens einzeln in das Wasser geworfen werden, um entweder als Unterlage für ein Bauwerk zu dienen oder ein solches oder das Ufer vor Unterspülung zu schützen. Im ersteren Falle müssen die Steinwürfe fest und unverrückbar, in dem zweiten dagegen beweglich sein, damit sie in die vor ihnen entstehenden Vertiefungen nachrutschen und diese ausfüllen können.

Zur Herstellung fester Steinwürfe (Abb. 131) werden die Steine derart ins Wasser geworfen, daß der Steinkörper die beabsichtigte Gestalt annähernd annimmt und die Steine unter Zuhilfenahme von Stangen, sich möglichst schichtenweise lagern. An der Oberfläche stellt man einen rohen Verband und eine genügend ebene Fläche für die Auflagerung des Bauwerks her, dem der Steinwurf als Unterlage dienen soll. Ist der betreffende Bau der Strömung ausgesetzt, so sind die größten und schwersten Steine an der Wasserseite, die kleineren und leichteren dagegen im Innern zu verwenden.

Bei den beweglichen Steinwürfen, welche auch Steinschüttungen oder Vorwürfe genannt werden, dürfen die einzelnen dem Bau aufs Geratewohl vorgeworfenen Blöcke weder unter sich noch mit dem vor Unterspülung zu schützenden Bauwerk in einem die Beweglichkeit hindernden Verbande stehen. Infolge ihrer Beweglichkeit füllen die Steinschüttungen durch Nachsinken Ausspülungen in der Flußsohle ohne Nachhilfe aus; sie erweisen sich deshalb oft als sehr nützlich.

γ) *Steinschlauen.* Steinwürfe besonderer Art sind die Steinschlauen (Abb. 132 u. 133), welche aus längs des Flusses hergestellten Steinhaufen von rechteckigem Querschnitt bestehen und den Uferabbrüchen Einhalt tun, sobald diese so weit vorgerückt sind, daß die Steinhaufen in den Fluß stürzen und der Böschung einen einstweiligen, nachher durch eine endgültige Uferdeckung zu ersetzenden Schutz verleihen.

Abb. 132 u. 133. Steinschlauen.
Abb. 132. Aufgesetzter Steinhaufen.

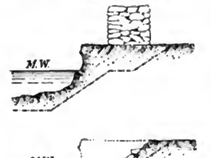




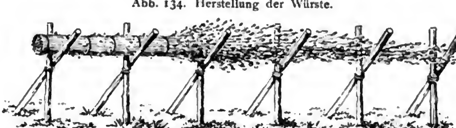
Abb. 133. Abgestürzter Steinhaufen.

δ) *Mauern*, die beim Flußbau in mannigfacher Gestalt vorkommen, unterscheiden sich nicht wesentlich von den beim Erd- und Straßenbau vorkommenden, weshalb auf diese Kapitel verwiesen werden darf. Um ein Hinterspülen von Ufermauern zu vermeiden, ist die Herstellung von Strebepfeilern oder Pfeilervorlagen an deren Rückseite zweckmäßig.

b) Faschinenwerke, die in Gegenden, wo das Vorkommen großer Steinmassen selten ist, empfehlenswert sind, weil die erforderlichen Baustoffe, Kies und Reisig, von dem Flusse selbst an seinen Bänken und Ufern geliefert werden, können in Bänder, Sinkkörper, Decklagen, Packfaschinen, Sinklagen und Schwebekörper eingeteilt werden.

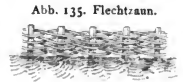
α) *Die Bänder* zerfallen in Würste und Flechtzäune. 1. Die Würste, welche auch Bandfaschinen oder Wippen heißen, sind eine Art längerer dünner, tauartiger Faschinen (Abb. 134), werden bei einer Dicke von 12 bis 15 cm bis zu 20 m lang hergestellt und auf jedes Meter Länge dreimal mit Wieden oder besser mit 1 mm dickem geglühten Eisendraht fest umbunden. Zu den Würsten, welche auf der aus 0,9 bis 1,0 m voneinander entfernten Kreuzen gebildeten Wurstbank gebunden und sogleich, solange sie noch frisch sind, verwendet werden müssen, ist das biegsamste und zarteste Reisholz zu nehmen. Dieses ist so anzuordnen, daß alle Stammenden nach der Seite hin liegen, wo das Binden beginnt, und daß lange und kurze Reiser, sich gegenseitig überbindend, nebeneinander liegen.

Abb. 134. Herstellung der Würste.



2. Flechtzäune oder Flechtwerke (Abb. 135), die steifer und widerstandsfähiger, aber weniger biegsam und nachgiebig als die Würste sind, werden dadurch hergestellt, daß man eine Reihe von 0,7 bis 1,5 m langen Pfählen aus wachsfähigem Holz in Abständen von 0,3 bis 0,5 m senkrecht zu der zu sichernden Fläche eintreibt und sie 0,3 bis 0,6 m hoch mit möglichst langem frischen und geschmeidigen Reisholz umflicht.

Abb. 135. Flechtzaun.



β) *Sinkkörper.* Zu den Sinkkörpern gehören die Senkfaschinen, die Sinkwalzen und die Sinkbäume. 1. Senkfaschinen, auch Senkwürste genannt, sind walzenförmige Körper von verschiedener Länge und einer durchschnittlichen Dicke von 90 cm, deren 10 cm dicke Umhüllung aus Faschinenholz, das Innere dagegen aus kleinen, schweren Bruchsteinen oder besser aus grobem, sandfreiem Kies besteht. Die Senk-

faschinen werden für den Grundbau nicht selten in der Weise verwendet, daß die in der Richtung des Flusses nebeneinander liegenden Senkfaschinen mit normal zum Fluß gerichteten durchgehenden Fugen die Böschungsfläche bis zur Flußbettsohle bedecken (Abb. 136). Die Senkfaschinen sind dauerhaft und gewähren den großen Vorteil, daß sie, ähnlich wie Steinschüttungen, entstehende Vertiefungen selbsttätig beseitigen.

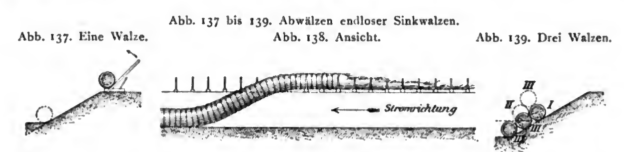
Abb. 136. Grundbau mit Senkfaschinen.

2. Die endlosen, d. h. ununterbrochenen Senkfaschinen, welche auch Sinkwalzen heißen und von J. VON GUMPPENBERG eingeführt wurden, werden, namentlich bei wilden Flüssen, mit Erfolg zu dem sog. Sinkuferbau verwendet und zuweilen in Längen von 100 bis 200 m hergestellt. Ist jedoch die Flußsohle sehr beweglich, und erfolgen ungleiche Senkungen der Faschinen, so reißen die endlosen ab und können von dem Strom erfaßt und vom Ufer abgedreht werden. In solchen Fällen sind einzelne Senkfaschinen von mäßiger Länge zu verwenden, welche, in einer Art Verband geworfen, den Kolkungen folgen können.

Diese endlosen Sinkwalzen werden in derselben Weise und mindestens ebenso dick wie Senkfaschinen auf dem demnächstigen Ufer gebunden und an der angefangenen Böschung soweit hinuntergewälzt, wie es der Wasserstand der Bauzeit erlaubt, während

Abb. 137 bis 139. Abwälzen endloser Sinkwalzen.

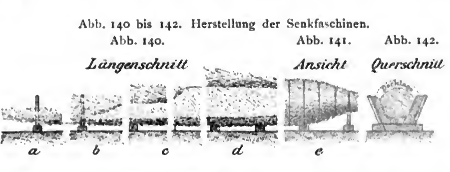
Abb. 137. Eine Walze. Abb. 138. Ansicht. Abb. 139. Drei Walzen.



oben das Binden seinen Fortgang nimmt (Abb. 137 u. 138). Bei der nicht selten vorkommenden Verwendung von drei Walzen lagern sich die mit *II* u. *III* bezeichneten anfangs in der gestrichelt angedeuteten Weise (Abb. 139), nehmen aber die daselbst mit ausgezogenen Linien dargestellte Lage an, wenn sie von der Ausnagung, der sie dann ein Ziel setzen, erreicht werden.

Abb. 140 bis 142. Herstellung der Senkfaschinen.

Abb. 140. Abb. 141. Abb. 142.



Die Herstellung der Senkfaschinen und Sinkwalzen erfolgt, weil sie nicht beförderungsfähig sind, an der Verwendungsstelle selbst entweder auf dem natürlichen Gelände oder auf der Krone der durch sie zu schützenden Bauten, auf besonderen Gerüsten sowie auf Schiffen und Flößen. An der Stelle, wo die Senkfaschinen und Sinkwalzen in das Wasser gewälzt[61]) werden sollen, stellt man 0,9 m voneinander entfernt und senkrecht zur Längenachse des herzustellenden Sinkkörpers Böcke (Abb. 142) auf, die aus

[61]) Über das »Werfen von Senkfaschinen und das Abwälzen endloser Sinkwellen« siehe »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, 3. Teil, 6. Bd., 4. Aufl., Leipzig 1907, S. 178 u. 179.

je einer Schwelle bestehen, in welcher zwei hölzerne Stäbe, die Senkstücknägel, stecken. In der so gebildeten Bank wird nun eine hinreichend dicke Lage Faschinenholz in Muldenform so eingebracht, daß die Reiser in gehörigem Verband und so dicht liegen, daß die unter gleichzeitiger Erhöhung der Faschinenpackung zu beiden Seiten eingebrachte Kiesfüllung nicht hindurchfallen kann. Nach Vervollständigung der Füllung wird diese mit Reisig sorgsam bedeckt und dann das Ganze in Abständen von 30 bis 45 cm mit 3 mm dickem geglühten Eisendraht fest umbunden.

In den Abb. 140 u. 141 ist bei *a* das Einlegen der untersten Faschinenlage, bei *b* das Einbringen der Seitenlagen und der Kiesfüllung, bei *c* die Vervollständigung beider, bei *d* das Auflegen der Decklage und bei *e* ein fertiges Faschinenende dargestellt.

Immer unter Wasser liegende Senkfaschinen werden am besten aus Tannen, Fichten und Dornen hergestellt, während zu den nicht stets unter Wasser befindlichen wachsfähige Weiden verwendet werden müssen, damit das Reisholz nicht verfault, sondern Wurzeln schlägt und dichtes Gestrüpp hervorbringt.

Kiessenkfaschinen werden hauptsächlich zur Abbauung störender Tiefen, zu Grundlagen und zur Ergänzung der Vorböschung unter Steinsenkfaschinen oder Steinabrollung benutzt, dürfen aber nicht zu Bauten verwendet werden, welche der Strömung dauernd ausgesetzt sind. Die Steinsenkfaschinen dagegen, welche mit schweren Steinen zu füllen sind und bei einer Dicke von 0,8 bis 1,0 m eine Länge bis zu 10 m erhalten, werden als Vorböschung unter Niederwasser, als Gründung eines Baues auf angreifbarer Sohle und bei Steinbauten verwendet, wenn eine heftige Strömung das Einwerfen loser Steine nicht gestattet.

3. Sinkbäume, die aus jungen Bäumen mit dichtem Gezweig bestehen und zum Versenken an ihren Stammenden mit Senkfaschinen, Steinen oder Betonklötzen verbunden werden, dienen zur Aufkiesung sehr tiefer Kolke. Indem die Bäume auf dem Boden dieser Vertiefungen, mit den Wipfeln frei im Wasser schwebend, zu stehen kommen, entzieht der Widerstand des Gezweigs dem Wasser einen Teil seiner Schleppkraft und zwingt es dadurch zur Ablagerung von Geschiebe.

γ) *Decklagen* dienen zur Befestigung von Erdwerken, die vorübergehend den Angriffen des Wassers ausgesetzt sind, und denen sie durch Bildung einer widerstandsfähigen Pflanzendecke dauernden Schutz verleihen. Werden Decklagen, die in vielen Fällen Plasterungen zu ersetzen vermögen, auf Böschungen angebracht, so können diese im Trocknen eine einfache Anlage erhalten, während sie an dem Wasser nicht steiler als zweifach gemacht werden dürfen. Als Decklagen verwendet man Weidenstecklinge, Rasenziegel, Wippen- und Flechtwerkstränge, Rauhwehr und Schuppen, wobei die angegebene Reihenfolge ungefähr dem Grade der Widerstandsfähigkeit entspricht.

Abb. 143. Weidenstecklinge.

Ansicht.

1. Weidenstecklinge. Frische, ausschlagsfähige, 1 bis 2 cm dicke und 40 cm lange Weidenstecklinge geben mit der Zeit einen wirksamen Schutz gegen Strömung und Wellenschlag, leiden aber stark bei Eisgängen; sie werden schief und stromabwärts geneigt (Abb. 143) eingesetzt, damit Treibzeug über sie hinweggleiten kann. Auf Böschungen sind parallele, in der Stromrichtung sanft ansteigende Reihen empfehlenswert, an die sich an dem oberen Böschungsrande noch eine Reihe Stecklinge als Saum anschließt.

2. Rasenziegel. Ist eine Böschung mit Rasenziegeln zu decken, so macht man die Fugen zwischen diesen möglichst eng und läßt sie in der Stromrichtung nicht durchgehen. Dabei können die einzelnen Rasenziegel mit kleinen Spickpfählen festgenagelt werden.

3. Wippenstränge. Bei einer Sicherung mit Wippensträngen werden die Würste gleichlaufend und in der Richtung des Stroms sanft ansteigend mit Spickpfählen auf der Böschung festgenagelt, wodurch das Wasser an dieser beruhigt und zu Aufschlickung veranlaßt wird. Sowohl an dem Fuße als auch an dem oberen Rande der Böschung empfiehlt sich die Anbringung eines Wippenstrangs. Die Felder zwischen den einzelnen Strängen werden oft mit Erde bedeckt und besät, schlämmen sich aber bei richtiger Anlage von selbst auf.

4. Flechtwerkstränge. Widerstandsfähiger, aber auch kostspieliger als die Wippen sind Flechtwerkstränge, die 15 bis 30 cm hoch, ebenfalls in der Flußrichtung ansteigend, hergestellt werden. An dem Böschungsfuße wird ein Flechtzaun von 50 bis 60 cm Höhe angeordnet.

Abb. 144 u. 145. Rauhwehr.
Abb. 144. Querschnitt. Abb. 145. Ansicht.

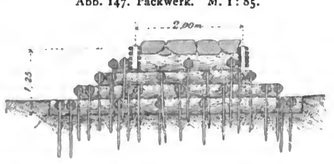
5. Rauhwehr oder Berauhwehrung (Abb. 144 u. 145) wird dadurch hergestellt, daß man auf dem flach abgeböschten Ufer eine Lage Reiser mit abwärts gekehrten Wedeln und in der Stromrichtung abfallend gleichmäßig ausbreitet und mittels darüber genagelter Wippen- oder Flechtwerkstränge, die am besten in der Richtung der Strömung ansteigen, befestigt.

Abb. 146. Schuppen.

6. Schuppen. Bei der Anwendung sog. Schuppen (Abb. 146) werden frische, 1 m lange Weidenfaschinen lagenweise so in Gräben eingelegt, daß die Weiden stromab gerichtet sind, und jede fertige Faschinenlage mit dem Aushub für die folgende bedeckt wird. Das obere Ende wird mit Hilfe von Wippen festgenagelt und außerdem durch einen Steinwurf gesichert.

d) *Packfaschinen* bestehen aus flach ausgebreiteten, etwa 30 cm dicken und durch aufgepfählte Wippen niedergehaltenen Lagen von Faschinenholz, wobei man Wedellagen und Spreitlagen unterscheidet, je nachdem die Wipfel oder die Stammenden nach außen gekehrt sind.

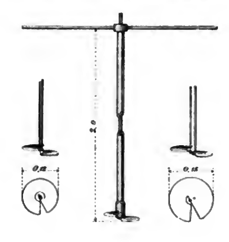
Abb. 147. Packwerk. M. 1 : 85.



Die Packfaschinen dienen zur Herstellung damm- oder polsterartiger Körper von rechteckigem oder trapezförmigem Querschnitt, die den Namen Packwerk führen und bei richtiger Anlage und guter Ausführung eine ziemlich große Widerstandsfähigkeit gegen die Angriffe des Stroms und des Eises, sowie eine beträchtliche Dauer besitzen. Bei der Herstellung eines solchen Packfaschinenbaues (Abb. 147) kommt zwischen je zwei Faschinenlagen eine Schicht groben, wenig Sand enthaltenden Kieses, in den die Spickpfähle gut eindringen. Die Krone des Baues kann durch ein von Flechtzäunen begrenztes Pflaster aus unregelmäßigen Bruchsteinen vor dem Abschwemmen der obersten Kieslage und vor dem Wegtragen der Faschinen bei höheren Wasserständen geschützt werden. Da, wo die Pflasterung zu kostspielig ist, kann man sie durch eine Abdeckung aus grobem Kies oder Rasen oder durch Rauhwehr und Bepflanzung ersetzen.

Neuerdings werden bei Bauten, welche der Strömung und dem Eisgang ausgesetzt sind, statt der hölzernen Spickpfähle eiserne Schraubenanker (Abb. 148) benutzt, die aus je einem in der Mitte hufeisenförmig gebogenen, am unteren Ende mit einer schraubenförmig aufgebogenen Blechscheibe versehenen, starken Draht bestehen und mit einem hohlen, bis auf die Scheibe reichenden Schlüssel in den Boden eingeschraubt werden. Die Würste kann man durch Drahtschnüre[62]) ersetzen, die gewöhlich aus zwei Drähten bestehen, die seilartig so zusammengedreht sind, daß in Abständen von 0,6 bis 0,8 m ringförmige Ösen zum Durchstecken der Spickpfähle offen bleiben.

Abb. 148. Eiserner Schraubenanker.

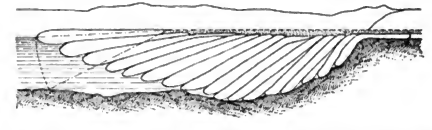


ε) *Sinklagen* sind matten- oder polsterartige Faschinenkörper, die schwimmend auf das Wasser gebracht und durch Belastung mit Steinen, Schotter oder Sand versenkt werden. Schichtet man mehrere derartige Lagen aufeinander, so lassen sich in tiefem Wasser dammähnliche Körper aus Busch von bedeutender Mächtigkeit und Widerstandsfähigkeit herstellen. Man unterscheidet gewöhnliche oder Packwerksinklagen und Packwerksinkstücke.

1. Gewöhnliche Sinklagen. Soll ein Packwerk[63]) von dem Ufer aus in das strömende Wasser hineingebaut werden, so muß seine Wurzel (Abb. 149) genügend weit in das Uferland einbinden. Von diesem aus werden auf der Oberfläche des Wassers floßartige Schichten aus Faschinen und Wippen hergestellt, deren erste nur eine Fortsetzung der Wurzel ist. Jede folgende Schicht wird über die vorher gebildete um ein gewisses Stück gegen den Strom vorgeschoben und auf der untern Lage festgepfählt, nachdem diese durch eine Beschwerung mit Kies so weit gesenkt wurde, daß ihre Oberfläche nahe dem Wasserspiegel liegt.

Die Schichten greifen schuppenartig übereinander und laufen in dem fertigen Teile des Baues von dem Wasserspiegel schräg gegen die Sohle hinab. Der Weg, den z. B. das Ende der äußersten Faschinenlage beim Senken zurücklegt, ist in Abb. 149 durch eine gestrichelte Kreislinie angedeutet. Da die Schichten am besten eine Neigung von $1:1\frac{1}{2}$ bis $1:2$ erhalten, so ist eine solche bei steilen Ufern durch vorheriges Einwerfen von Senkfaschinen und entsprechende Auffütterung der ersten Lagen herbeizuführen.

Abb. 149. Gewöhnliche Sinklagen.



Die der Strömung zugekehrte Böschung soll flacher als die entgegengesetzte, d. h. $1:1\frac{1}{2}$ bis $1:2$ sein, wenn diejenige der Rückseite $1:1$ ist. Die Packwerkkrone, deren Breite sich nach der Stärke des Stromes richtet und selbst bei reißender Strömung nicht mehr als 5 m beträgt, ist so hoch zu legen, daß der zu ihrem Schutz erforderliche Weidenwuchs die zum Gedeihen nötige Feuchtigkeit hat. An Strömen mit nicht sehr

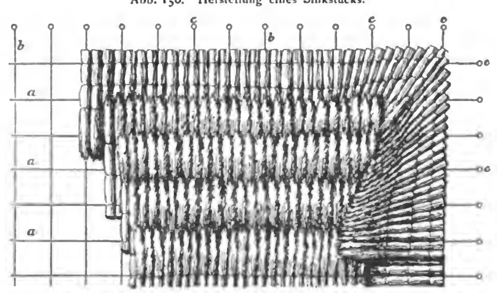
[62]) »Ersatz der Faschinenwürste bei Packwerkbauten durch Drahtschnüre« im Zentralbl. der Bauverw. 1901, S. 431.

[63]) Ausführliches über die »Herstellung der Packwerke und Sinkstücke« findet sich im »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, 3. Teil, 6. Bd., 4. Aufl., Leipzig 1907, S. 185 bis 207.

veränderlichem Sommerwasserstande wird die Packwerkkrone etwa 30 cm über dem kleinsten Sommerwasser angelegt.

2. Die Packwerksinkstücke, auch nur Sinkstücke oder Matratzen genannt, sind große rechteckige, polsterartige Körper aus Busch, die bei Flüssen mit tiefem Wasser und schwacher Strömung namentlich bei Sperrdämmen, sowie bei der Bildung von Buhnenköpfen verwendet werden. Diese gewöhnlich 1 m hohen und bis 20 m breiten Matratzen kann man über 100 m lang machen und bei mäßiger Länge auf besonderen Böden auf dem Ufer oder auf Schiffen herstellen, von wo sie in das Wasser geschoben, an die Verwendungsstelle geflößt und dort durch Beschweren mit Steinen versenkt werden.

Abb. 150. Herstellung eines Sinkstücks.



Bei der Herstellung eines Sinkstücks spannt man über einem Holzrost ein Netz aus Würsten oder 5 mm dicken, sich rechtwinklig kreuzenden Drähten *a* und *b* (Abb. 150), die an ihren Enden um die Pfähle *c* geschlungen und an den in Abständen von 1 m sich befindenden Kreuzungspunkten mit Bindedrähten oder Luntleinen zusammengebunden werden. Über diesem Drahtrost wird das Packwerk in drei bis vier Schichten, deren jede aus zwei Faschinenlagen besteht, hergestellt, wobei ringsum Spreitlagen (s. S. 451) laufen müssen, so daß sich an den Seitenflächen des Sinkstücks nur Stammenden befinden, während die Oberfläche nur Wipfel zeigt. Die Füllagen werden so angeordnet, daß alle Wipfel abwechselnd nach der einen und dann nach der andern Seite liegen, und daß je zwei solcher Doppellagen sich rechtwinklig kreuzen.

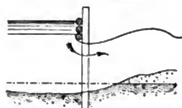
Oben wird wieder ein Drahtrost, genau senkrecht über dem untern gespannt und beide werden an allen Kreuzungspunkten mittels der unten verwendeten, durch das Packwerk hindurchgehenden Bindedrähte fest miteinander verbunden. Alsdann werden je zwei gleichlaufende Drähte der beiden Roste von den Pfählen *c* abgenommen und zusammengewunden, so daß das ganze Packwerk ringsum mit Draht verschnürt ist. Damit die zum Versenken des Packwerks aufzubringenden Steine nicht herabgleiten, stellt man auf dessen Oberfläche mittels Flechtzäunen rechteckige, kastenförmige Felder her. Die verschiedenen Sinkstücklagen müssen so versenkt werden, daß ein gewisser Verband hergestellt wird, damit nicht Fuge auf Fuge kommt.

3. Schwebekörper. Mit den schwebenden Bauten hat ihr Erfinder A. Wolf große Erfolge und Wirkungen erzielt, die bei dem Ausbau geschiebeführender Flüsse be-

deutende Vorteile bringen können. Bei diesem Verfahren[64]) zur Regelung geschiebeführender Wasserläufe wird nicht von Anfang an durch geschlossene, kostspielige Bauwerke auf den Fluß eingewirkt, sondern dieser wird durch einfache, leicht und billig herstellbare Leitwerke schonend in eine neue Richtung gewiesen und genötigt, sein Bett dem örtlichen Bedürfnis gemäß auszubilden.

Hinter den schwebenden Bauten, welche den Flußschlauch für die endgültigen Lenkungsbauten nur vorzubereiten haben, bildet sich durch Kiesablagerung ein dann noch zu befestigendes geböschtes Ufer, so daß an die Stelle kräftiger Leitwerke einfache Deckwerke treten, oder daß wenigstens das Bauen in tiefem Wasser durch vorheriges Aufkiesen umgangen wird.

Abb. 151. Einfachste Form schwebender Bauten.



Die WOLFschen Bauten bestehen in ihrer einfachsten Form aus Stangen (Abb. 151) oder Brettern, welche in der Höhe des Wasserstands, bei dem die beabsichtigte Wirkung erzielt werden soll, in zwei oder mehr Reihen übereinander fortlaufend an Pfählen angenagelt werden. Statt dieser Stangen kommen auch aneinandergereihte Faschinen zur Anwendung, welche in bestimmten Abständen und meistens in Niederwasserhöhe über der Flußsohle an Pfahlgerüsten aufgehängt werden und **Gehänge** heißen.

Abb. 152 u. 153. Gehängtafeln.
Abb. 152. Ansicht.

a Gehängstange, b Tragstange } je zwei Tafeln fassend.
c Versteifungsstange, d Sicherungsdraht
f Unterstange, g Oberstange

Abb. 153. Grundriß.

Diese WOLFschen Gehänge bestehen aus Faschinen besonderer Art, die zweimal gebunden und nebeneinander auf 8 bis 12 cm dicke Stangen gesteckt werden, so daß Tafeln (Abb. 152 u. 153) entstehen, die mit den Stammenden gegen den Fluß, mit den Wipfeln gegen das Altwasser zwischen Pfählen in Niederwasserhöhe befestigt werden. Die hinter dem ersten Bunde der Faschinen durchgehende, über 5 m lange **Gehängestange** *a* dient zur Aufhängung von zwei Tafeln an drei Pfählen. Eine bessere Verbindung der Faschinen bezweckt die vor dem zweiten Bunde durch die Faschinen gesteckte Versteifungsstange *c*, sowie außerdem der Draht *d*. Die durchlaufenden, an die Pfähle genagelten Stangen *f* unterstützen die Gehänge und versteifen die Pfähle, während die Stangen *g* ein Heben der Gehänge durch das Wasser verhindern. Andererseits läßt die zur weiteren Unterstützung angebrachte Tragstange *b* die freien Enden der durch Aufnahme von Wasser und durch Verschlickung zu schwer gewordenen Faschinen nicht zu weit herabsinken, wodurch sonst die Wirkung des Gehänges beeinträchtigt würde.

Damit die Stauwirkung nicht zu groß wird und keine bedeutenden Kolke entstehen, dürfen die Gehänge nicht auf die ganze Länge ohne Unterbrechung aneinandergereiht, sondern es muß abwechselnd immer ein Doppelfeld von 5 m Länge verhängt und eins

[64]) Dr. DÜNKELBERG, »Regulierung geschiebeführender Flüsse und Wasserläufe« in der Deutschen Bauz. 1888, S. 6 ff.

offen gelassen werden. Da der Fuß der sich bildenden Uferböschung hinter die Pfahlreihe zu liegen kommt, so müssen die den schwebenden Bau tragenden Pfähle vor die Baulinie, gegen den Fluß hin, vorgerückt werden. Die Größe des Abstands, der bei ausgeführten schwebenden Bauten zu 4 m angenommen wurde, richtet sich nach den örtlichen Verhältnissen.

Schwebende Bauten haben sich nur als Leitwerke, nicht als Querbauten bewährt, können aber an Flüssen mit starkem Eisgang nur dann verwendet werden, wenn die im Frühjahr hergestellten Anlagen schon während der Sommerhochwasser eine neue, im Herbst auszubauende Flußböschung erzielen können. Durch die hinter den schwebenden Bauten erfolgenden Kiesablagerungen entsteht eine geschlossene Verlandung, welche längs der Streichlinie ein neues Ufer bildet und dieses mit dem natürlichen verbindet. Vor dem Bau dagegen wird durch die Einschränkung des Flusses dessen Schleppkraft vermehrt und dadurch sein Bett vertieft. Schwebende Bauten[65] können bei örtlichen Uferbrüchen Schutz gewähren, Kolke aufkiesen und den Fluß aus einer bedrohlichen Richtung ablenken.

c) Die Holzwerke zerfallen in Bohlwerke und Balkenwände.

α) *Die Bohlwerke*, auch Bohlenwerke und Bollwerke genannt, finden beim Flußbau zur Sicherung der Uferböschungen als Bohlenwände sowie zur Befestigung der Sohle als Bohlenböden manchmal Anwendung. Ein Nachteil der Bohlwerke ist jedoch die rasche Vergänglichkeit der nicht immer von dem Wasser bedeckten Bestandteile und ihr geringer Widerstand gegen die abschleifende Wirkung des durch beträchtliche Schleppkraft fortbewegten Geschiebes, weshalb die früher zugrunde gehenden Bestandteile unabhängig von den besser geschützten auswechselbar sein müssen.

Abb. 154 u. 155. Bohlenwand

Abb. 154. Querschnitt.

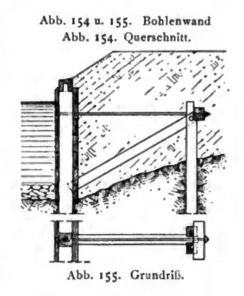
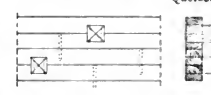


Abb. 155. Grundriß.

Bohlenwände, die zur möglichst billigen Herstellung einer fast senkrechten Uferbegrenzung dienen, bestehen aus einem Gerippe von Pfählen, Zangen und Holmen, sowie aus der eigentlichen Bohlenwand, die sich an das Gerippe lehnt und den Druck der Hinterfüllung auf dieses überträgt (Abb. 154 u. 155). Die Entfernung der Pfosten richtet sich nach der Dicke der zur Verschalung dienenden, gewöhnlich 10 cm starken Bohlen und beträgt, von Mitte zu Mitte gemessen, dann 1,2 m.

Abb. 156 u. 157. Balkenwand.

Abb. 156. Ansicht Abb. 157. Querschnitt.



Die Verschalung muß entweder so tief hinabreichen, als ein Ausspülen der Flußsohle zu befürchten ist, oder durch Steinwürfe oder Senkfaschinen vor Unterwaschung geschützt werden. Die Bekleidung mit Bohlen erfolgt, des überwiegenden Erddrucks wegen, gewöhnlich nur auf der Innenseite; doch kann zur Herstellung glatter Wände auch eine äußere Verschalung angebracht werden. Eine etwa nötige Verankerung der Bohlenwand nach rückwärts erfolgt durch eiserne Anker, deren hinteres Ende an eingerammten Pfählen befestigt werden kann. Für den Bestand eines Bohlenwerks ist eine geeignete Hinterfüllung wichtig; am besten wird Tonerde verwendet, während tierische und pflanzliche Bestandteile enthaltende Erde für das Holzwerk verderblich ist.

[65] Vgl. auch A. Wolf, »Über Regulierung geschiebeführender Flüsse u. Wasserläufe« in der Wochenschr. f. Bauk., 1886, S. 339 ff.

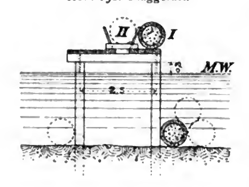
β) *Balkenwände* oder *Uferarchen* (Abb. 156 u. 157), die nur bei niedrigen Holzpreisen verwendet werden, bestehen aus einzelnen aufeinander gelegten und unter sich verdübelten Balken, deren unterster auf einer Pfahlreihe aufgezapft sein kann. Die entweder aus beschlagenen oder runden Stämmen gebildete Wand wird in verschiedenen Höhen mittels Hölzern, die in die Fugen schwalbenschwanzförmig eingelassen sind, so verankert, daß jeder Balken wenigstens einmal gefaßt ist.

§ 50. Ausführung der Flußbauten. Bei den Flußbauten richtet sich die Wahl der Bauart nach den zur Verfügung stehenden Baustoffen, nach der größeren oder geringeren Schleppkraft des Wassers und der Beweglichkeit des Flußbetts, sowie nach den Angriffen, denen der fertige Bau zu widerstehen hat. Wenn irgend möglich, sucht man die Bauten bei dem niedrigsten Wasserstand auszuführen. Unter sonst gleichen Verhältnissen verdienen gute, frostbeständige Bruchsteine von genügender Schwere den Vorzug vor allen andern Baustoffen.

a) Ausführung der Leitwerke und Uferdeckungen. Bei den Leitwerken unterscheidet man zwischen dem an der Wasserseite gelegenen Vorbau oder der Vorböschung und dem an der Landseite befindlichen, auch Hinterböschung genannten Hinterbau. Durch flache Vorderböschungen, sowie durch Senkfaschinen, Sinkwalzen oder Bruchsteinwürfe sind die Leitwerke, deren Kronenbreite gewöhnlich nicht unter 1,5 m beträgt, vor Unterspülung zu schützen. Die Leit- oder Parallelwerke sind an feste Uferstellen anzuschließen oder an ihrem oberen Ende, besser schräg flußaufwärts als senkrecht zur Streichlinie, tief genug in das Ufer einzubinden und in der Längenrichtung mit einem Gefälle gleich demjenigen des Wasserspiegels zu versehen.

α) *Leitwerke aus Faschinen*, die mit ihrer Krone über das Mittelwasser reichen sollten, werden im Trocknen oder in ganz seichtem Wasser aus gewöhnlichen Packfaschinen (s. S. 451), in tiefem Wasser jedoch mit Packwerksinklagen (s. S. 452) ausgeführt. Zur Herstellung eines Vorbaues eignen sich endlose Senkfaschinen (Sinkwalzen): sind die Faschinen längere Zeit dem unmittelbaren Anprall des Wassers ausgesetzt, so ist die Verwendung von Steinsenkfaschinen (s. S. 450) zu empfehlen.

Abb. 158. Fluggerüst.



Die Fluggerüste (Abb. 158), auf welchen die Senkfaschinen gebunden und von denen sie in den Fluß gewälzt werden, bestehen aus Jochen, die aus je zwei eingerammten Pfählen mit oben aufgezapftem Kappholz gebildet und in Abständen von 2 m voneinander aufgestellt werden. Die Kapphölzer ragen über die in oder vor der Streichlinie stehenden Vorderpfähle der Joche nicht hinaus und tragen einen Dielenboden, auf dem die Senkstückböcke stehen.

In ähnlicher Weise wurde von Wilhelm Pressel in namhafter Strömung und bei einer Wassertiefe bis zu 8 m eine Dammstrecke der österreichischen Südbahn hergestellt, indem am Fuße des zu errichtenden Dammkörpers eine Reihe Pfähle geschlagen (Abb. 159) und vor diese eine Grundböschung aus 9,5 m langen Kiessenkfaschinen (s. S. 450) geworfen wurde. An dem über die Köpfe der Pfähle gelegten Holm hingen mit den Stammenden, die Wipfel nach außen gekehrt, Rauchbäume, die das Wasser an der Baustelle nicht nur beruhigten, sondern auch zur Geschiebeablagerung veranlaßten. Die Böschung des vollendeten, im Innern aus Letten, in den Außenteilen aus Grubenkies bestehenden Dammes ist in Abb. 160 dargestellt.

Bei Anwendung der Wolfschen Bauweise (s. S. 454) sind in tiefem Wasser bei starker Strömung die Gerüst- oder Aufhängepfähle nach rückwärts zu verspreizen (Abb. 161), indem man hinter der ersten Pfahlreihe eine zweite einschlägt. Ist die Verkiesung genügend weit vorgeschritten, so läßt sich die plangemäße Böschung dadurch herstellen, daß man die Gehänge versenkt und durch eine Steinabrollung (Abb. 162) auf der entstandenen Uferböschung festhält. Nun kann die Ausführung des Leitwerks im Trocknen oder doch in ganz seichtem Wasser erfolgen.

Abb. 159 u. 160. Von Pressel ausgeführter Damm.

Abb. 159. Befestigung des Dammfußes. Abb. 160. Flußseitige Dammböschung.

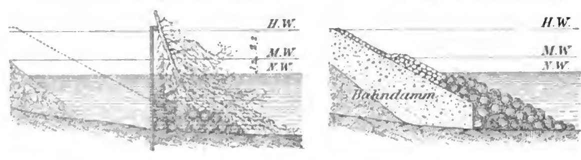
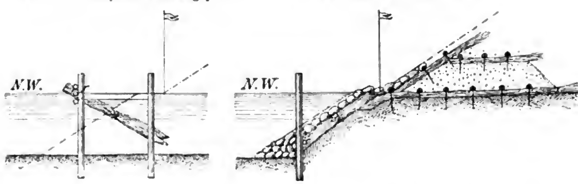


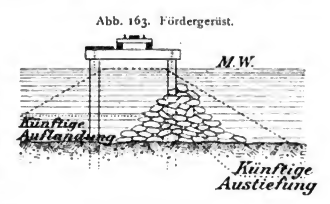
Abb. 161 u. 162. Anwendung der Wolfschen Bauweise.

Abb. 161. Verspreizte Aufhängepfähle. Abb. 162. Vollendeter Bau.



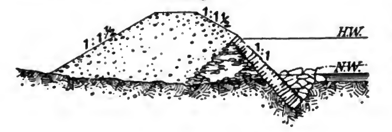
β) *Leitwerke aus Bruchsteinen*, die dauerhafter und leichter ausführbar sind als die aus Faschinen erbauten, sollten vollständig aus geworfenen Steinen hergestellt werden und mit ihrer Krone nur bis zur Höhe des Mittelwassers reichen. Die Arbeit beschränkt sich auf eine Ausgleichung der Höhe und Regelung der Böschung, so daß große Steine nicht vorstehen und dem Eisstoß ausgesetzt sind. Die Herstellung dieser Steindämme erfolgt derart von Schiffen oder Fördergerüsten (Abb. 163), aus daß das kleinere Gestein in den Kern der Dämme, das größere jedoch nach außen hin kommt. Bei geringerer Bautiefe wird zuerst längs der Streichlinie bis fast auf Mittelwasserhöhe ein schmaler Steinwurf hergestellt, der sich nach der Stromseite hin senkt und eingräbt und immer wieder auf die ursprüngliche Höhe ergänzt wird. Die Kronenbreite der fertigen, nicht als Leinpfad dienenden Steindämme beträgt 1,0 bis 1,5 m; die Vorderböschung ist $1\frac{1}{2}$fach oder noch flacher anzulegen. Soll das Leitwerk als Ziehweg benutzt werden, so ist die Krone und der obere Teil der Böschungen, sobald keine Setzungen mehr vorkommen, abzupflastern.

Abb. 163. Fördergerüst.



Bei größerer Wassertiefe kann der Bau unter Umständen in einzelnen Absätzen ausgeführt werden, indem jeder höhere Absatz erst hergestellt wird, wenn sich hinter dem untern eine Verlandung gebildet hat.

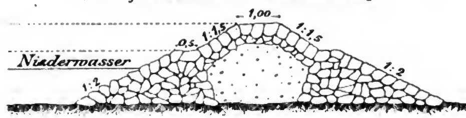
Abb. 164. Leitwerk aus Kiesschüttung mit abgepflastertem Böschungsfuß.



γ) *Leitwerke in gemischter Bauweise* werden als Kiesdämme mit Steinabrollung oder Steinvorfuß, sowie als Verbindungen der verschiedenen Faschinenwerke unter sich oder mit Steinwerken ausgeführt.

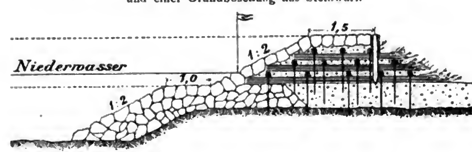
Bei dem in Abb. 164 dargestellten, zugleich als Hochwasserdamm dienenden Leitwerk reicht ein kräftiges, durch einen beweglichen Steinwurf geschütztes Pflaster bis unter die Sohle des Flußbetts hinab und stützt sich oberhalb des gewachsenen Bodens gegen eine rauhe Steinpackung. Der übrige Teil des Damms ist aus Kies angeschüttet.

Abb. 165. Steindamm mit Kern aus Kiesschüttung.



Ein Leitwerk, welches als Steindamm mit einem Kern aus Kiesschüttung hergestellt ist, zeigt Abb. 165.

Abb. 166. Leitwerk aus Packfaschinen mit abgepflasterter Krone und einer Grundböschung aus Steinwurf.



Das in Abb. 166 vorgeführte Leitwerk besitzt eine Grundböschung aus Steinwurf, hinter der sich bis nahezu auf Niederwasserhöhe eine Auflandung gebildet hatte, auf der dann ein Damm aus Packfaschinen errichtet wurde, dessen Krone und Vorderböschung eine Abpflasterung erhielt.

Abb. 167. Leitwerk aus Packfaschinen.

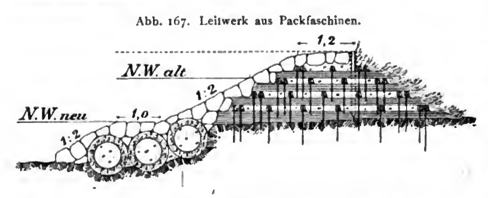


Abb. 167 zeigt ein als Packfaschinenbau hergestelltes Leitwerk, das an der Krone sowie an der Streichseite mit einer Steinabrollung versehen ist, und dem sich die vorgelegten Senkfaschinen nach erfolgter Ausbildung des Flußbetts in der angedeuteten Weise vorgelagert haben. Die Uferdeckungen erhalten mitunter dieselbe Anordnung, wie die Vorderböschungen der Leitwerke.

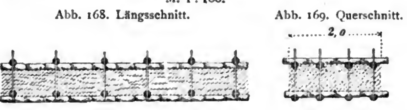
δ) *Leitdämme aus einem zusammenhängenden Sinkkörper*[66]), v. L. FRANZIUS

66) L. FRANZIUS, »Regulierung der Flüsse für das Niedrigwasser« im Zentralbl. d. Bauverw. 1899, S. 269 bis 272.

erfunden, bestehen aus einem 2 m breiten, 0,6 bis 1,2 m hohen und bis 900 m langen Sinkstück aus Buschholz zwischen zwei Rosten aus 15 cm starken Faschinenwürsten, die durch Pfähle von 8 cm Stärke unter Verwendung von Eisendraht zusammengehalten werden (Abb. 168 u. 169).

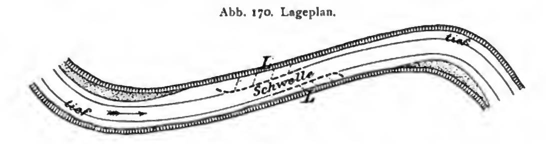
Abb. 168 bis 170. Leitdamm aus zusammenhängendem Sinkkörper. M. 1 : 100.

Abb. 168. Längsschnitt. Abb. 169. Querschnitt.



Diese als Längsbauten das Niederwasserbett begrenzenden Leitdämme liegen mit ihrer Krone etwas unter Niedrigwasserhöhe und sind hauptsächlich für die sogenannten Übergänge der schiffbaren Flüsse (s. S. 437), also für die Gegenden der Schwellen empfehlenswert. In Abb. 170 sind die Leitdämme, deren Enden gut in die Böschungen des Mittelwasserbetts einbinden müssen, mit kräftigen gestrichelten Linien dargestellt, während die Grenzen des Wasserspiegels des Mittelwassers und des niedrigen Wassers mit feinen Linien bezeichnet sind. Bei L sind durch kleine schräge, gestrichelte Linien versenkte Buhnen angedeutet.

Abb. 170. Lageplan.



b) Ausführung der Querbauten.

α) *Die Anschlußwerke*, welche zur Verhütung schädlicher Hinterströmungen, die Leitwerke mit dem alten Ufer verbinden (s. S. 442), kommen erst nach Herstellung der Leitwerke nach Bedarf und in Abständen zur Ausführung, für die sich keine feste Regel aufstellen läßt. Anschlußwerke, die gewöhnlich bei der Anschlußstelle an das Leitwerk dieselbe Höhenlage wie dieses haben, steigen gegen das Ufer hin mit $\frac{1}{2}$ bis $4\,\%_0$ an, müssen in letzteres gut einbinden und gegen Unterwaschungen geschützt werden. Man stellt sie, wie Abb. 171 zeigt, vorteilhafterweise aus wachsfähigen Packfaschinen her, wobei in der Regel eine Vorlage von Senkfaschinen zur Verhütung von Unterkolkungen der Länge nach nicht nötig ist. Queranschlüsse aus Faschinen werden häufig so ausgeführt, daß sie zugleich als Schlickfänger dienen, während solche aus Stein wie die aus diesem Material bestehenden Leitwerke herzustellen sind.

Abb. 171. Anschlußbau aus Packfaschinen.



β) *Einbauten oder Buhnen.* Die Ausführung der Buhnen erfolgt im wesentlichen ebenso, wie diejenige der Leitwerke. Geringe Tiefen werden mittels Packfaschinen durchbaut, bei größeren Wassertiefen dagegen ist ein Unterbau aus Sinkstücken empfehlenswert. Soll eine Bewachsung der Buhne erzielt werden, so darf deren gegen das Ufer hin ansteigende Krone nicht viel höher als das Mittelwasser liegen. Die dem Wasserangriff am meisten ausgesetzten Buhnenköpfe erhalten ein Pflaster aus großen Steinen,

während die Krone meistens nur eine Befestigung durch eine Erddecke mit wachsfähigen Spreitlagen erhält.

Damit bei der Herstellung von Steinbuhnen beim Vorbau die einzelnen Steine nicht fortgespült werden und keine Auskolkungen entstehen, bedeckt man von einem Gerüst oder Schiff aus den Boden auf die ganze Länge der auszuführenden Buhne mit einer etwa 1 m dicken Schicht schwerer Steine so breit, daß deren Böschung an der Streichseite mindestens $1\frac{1}{2}$fach und an der Rückseite wenigstens einfach wird. Gewöhnlich ist auch noch Raum für eine ungefähr 0,6 m breite Berme rings um die Buhne vorzusehen. Über dem niedrigsten Wasser werden, sobald die größten Senkungen vorüber sind, regelmäßige Steinpackungen ausgeführt.

Kiesbuhnen sind einfache, aus Kies hergestellte Dämme mit gepflasterten, flachen Böschungen und einem Kopfe, der auf einem Vorfuß aus Bruchsteinen ruhen kann und mit solchen bis auf Hochwasserhöhe abzupflastern ist. Bei ausgeführten Kiesbuhnen beträgt die Böschung am Kopfe 1 : 3, diejenige an beiden Seiten dagegen 1 : 2.

γ) *Tauchbuhnen und versenkte Buhnen* werden meistens aus Senkfaschinen hergestellt, weil diese einen allmählichen Ausbau in mäßig hohen Schichten und dadurch einen Ausgleich der Flußsohle bei verhältnismäßig geringer Steigerung der Geschiebebewegung ermöglichen. Die Ausführung beginnt mit der Herstellung einer Grundlage aus Senkfaschinen, auf welche dann, mit der Umbildung der Flußsohle fortschreitend, die Buhne derart aufgebaut wird, daß ihre Krone gegen die Strommitte zu ein Gefälle von ungefähr 1 : 10 besitzt.

δ) *Grundschwellen* lassen sich wie die übrigen Querbauten aus Packwerk, Senkfaschinen oder Bruchsteinen herstellen. Wird die Grundlage aus Senkfaschinen gebildet, so empfiehlt es sich, mit dem Bau an der tiefsten Stelle zu beginnen und mit ihm gegen die Ufer hin vorzuschreiten, damit die Faschinen nicht nachrutschen können; doch läßt sich die genaue Höhenlage der Grundschwellen mit Steinwurf leichter herstellen als mit Senkfaschinen. Bei geringer Tiefe kann man Steinschüttungen, bei größerer Senkfaschinen und Sinkstücke in mehrfachen Lagen verwenden[67].

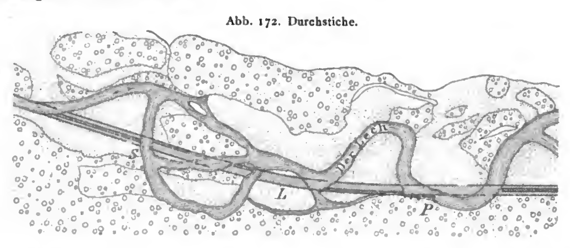
ε) *Unterstützungswerke*, die auch Schlickfänger und Schlickzäune heißen, sind leichte, durchlässige Bauten, die für sich allein der Strömung nicht widerstehen können und deshalb erst zur Verwendung kommen, wenn bereits eine nur noch zu vervollständigende Verlandung zwischen den Hauptwerken eingetreten ist. Die Schlickfänger, welche meistens senkrecht zur Strömung angelegt werden, zwischen Buhnen jedoch mit diesen parallel laufen und oft bis an die Streichlinie reichen, können aus wachsfähigen Weidenruten in Pflanzgräben oder aus Flechtzäunen oder auch aus Weidenfaschinen bestehen, welche in gleichlaufenden, 10 bis 20 m voneinander entfernten Reihen mit den Stammenden auf den Boden festgepfählt sind und sich, stromabwärts geneigt, in der Nähe ihres mittleren Bundes gegen Stangen lehnen, die auf Wurstbankkreuzen ähnlichen Holzblöcken liegen.

c) **Ausführung der Durchstiche.** Bei der Ausführung der Durchstiche (s. S. 434), für die in der Regel zur Ersparung an Erdarbeiten nur ein Durchstichgraben von mäßigen Abmessungen hergestellt wird, ist die Ablagerung von Kiesmassen innerhalb der Leitlinien zu vermeiden. Die Breite des Durchstichgrabens, der in lebhaft strömendes Wasser ausmünden soll, läßt man am besten von oben nach unten etwas abnehmen, damit in dieser Richtung die Tiefe des Wassers und hierdurch dessen Schleppkraft wächst und keine Aufkiesung des Grabens in seinem untern Teil eintritt. Die Weite

[67]) V. Witasek, »Reiseberichte aus dem Gebiete des Wasserbaues« in der Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1897, S. 418.

des von dem untern Ende gegen das obere hin mit so steilen Seitenwänden, wie dies die Beschaffenheit des Erdreichs zuläßt, auszuhebenden Durchstichgrabens richtet sich nach der Breite des Flusses, sowie nach der Höhe des Geländes. Unter günstigen Umständen muß die Sohlenbreite des Grabens mindestens $\frac{1}{10}$ der Normalbreite des Flusses betragen; doch ist die Wirkung des Durchstichs um so größer, je breiter dieser ausgehoben wird. Zur Sicherung der Durchstichufer sind entweder sofort oder mit der Zeit der Durchstichausbildung, aber jedenfalls so frühzeitig, daß die neuen Ufer nirgends angegriffen werden, Uferdeckwerke herzustellen. Auch einer Sohle von feinem Kies oder Sand muß, wenn sie durch gesteigerte Schleppkraft übermäßigen Angriffen ausgesetzt ist, durch Bedeckung mit einer Schicht gröberen Kieses dauernde Standfähigkeit verliehen werden.

Abb. 172. Durchstiche.



Um das höhere Wasser innerhalb eines Durchstichs zusammenzuhalten und dadurch dessen Wirkung zu verstärken, werden längs der Streichlinien Leitdämme hergestellt, die aus Erde oder Packwerk bestehen können. Die Lage der Durchstichgräben, welche in Abb. 172 stärker schraffiert sind, hängt unter anderm davon ab, auf welcher Seite das abgetriebene Erdreich sich unterhalb des Durchstichs ablagern soll.

Bei dem in Abb. 173 zur Hälfte dargestellten Querschnitt eines Durchstichs mit vorher fertig gestellten Uferschutzbauten bedeutet *G* den Durchstichgraben, *U* den obern Teil der Uferbefestigung, an dessen Fuße sich eine Steinschlaue (vgl. Abb. 132 u. 133, S. 448) befindet, und *D* einen Leitdamm. In Abb. 172 sind bei *L* Sinkwalzen zur Verwendung gekommen, während bei *P* ein auf Packwerk hergestellter Unterbau erforderlich wurde. Bei großen Flüssen wird der Durchstichgraben gewöhnlich zwischen die beiden Streichlinien gelegt, jedoch dem künftigen einbiegenden Ufer etwas näher, damit nicht beide Ufer zugleich in Abbruch kommen.

Abb. 173. Halber Querschnitt eines Durchstichs.



d) Die Ausführung der Zuschlußbauten oder Sperrdämme (vgl. S. 444), welche da erforderlich werden, wo der Durchstich sich nicht von selbst ausbildet, kann mit Pack- und Senkfaschinen, deren Masse bei großer Geschmeidigkeit fester zusammenhängt, oft leichter geschehen als mit Bruchsteinen. Ist der Winkel, unter dem die Streichlinie den Stromstrich schneidet, größer als 30°, so wird bei bedeutenden Flüssen ein Hauptzuschluß mit Grundlagen, bei kleinen Wasserläufen ein einfacher Zuschluß mittels der Länge nach geworfener Senkfaschinen ausgeführt.

Bei der Ausführung des Hauptzuschlusses werden nach Eröffnung des Durchstichgrabens von den beiden Ufern des alten Flußlaufs aus, womöglich in der Korrektionslinie, buhnenartige Einbaue (Abb. 174) hergestellt, zwischen deren durch vorgeworfene Senkfaschinen geschützten Köpfen das zur Verlandung dienende, sinkstoffhaltige Wasser in den abgesperrten Flußarm eintreten kann. Durch diese buhnenartigen Einbaue entsteht ein Stau, der die Ausbildung des Durchstichs fördert, aber in jener Lücke eine starke Strömung erzeugt. Die zum Schutze gegen Unterspülung auf der Krone gebundenen und in das Wasser gewälzten Senkfaschinen haben sich unter der Einwirkung der Strömung so, wie Abb. 174 es zeigt, gelagert und eine zu tiefe Ausnagung der Lücke verhindert.

Abb. 174. Zuschlußbauten.

Wird der neue Wasserquerschnitt zum größten Teil durch Ausnagung gebildet, so läßt man auch in diesem Fall am obern Ende des Durchstichs einstweilen einen Damm stehen (vgl. S. 445).

Zuschlüsse aus Bruchsteinen müssen in der ganzen Länge und Breite des Dammfußes zugleich in Angriff genommen und in möglichst wagerechten Lagen und ohne Unterbrechung von Schiffen aus hergestellt werden. Die Krone der Zuschlußdämme wird 3 bis 4 m breit angelegt und gut abgepflastert; die Böschungen können $1\frac{1}{2}$- bis 2fach sein.

§ 51. Verbauung der Wildbäche[68]). Es ist bereits erwähnt, daß der Überschuß an Schleppkraft, den ein Gebirgsbach in seinem oberen Laufe hat, durch fortwährende Ausnagung an den Abhängen Abrutschungen bewirkt, welche meistens langsam und allmählich, nicht selten aber in größerem Maße stattfinden. Die abgelösten Massen werden entweder von dem Bache weggespült, oder sie stauen diesen vorübergehend an, bis der Wildbach den Schuttwall durchbricht und gewaltige, Muren oder Rüfen genannte Geröllmassen mit sich fortreißt.

Der mit Geschiebe beladene Wasserlauf bahnt sich in den von ihm selbst herbeigetragenen Schuttmassen einen stets wechselnden, schlingernden Lauf, verursacht durch Unterspülung neue Abbrüche und Abrutschungen der Talwände und dadurch eine Verbreiterung des Tals. Aus diesem in das Haupttal eintretend, lagert der Bach das mitgeführte Gerölle in Gestalt eines breiten Schuttkegels ab, dessen Abmessungen im Laufe der Zeit sich vergrößern. Bei genügender Breite des Haupttals führt vom Rande des Schuttkegels ein Gerinne bis zum Fluß; schiebt sich aber der Kegel bis zu diesem vor, so drängt er ihn zurück und kann durch dessen Anstauung die Bildung von Sümpfen und Seen veranlassen. Bei dem in Abb. 175 dargestellten, in neuerer Zeit vorgekommenen Ausbruch eines Wildbachs sind die neueren Ablagerungen punktiert und deren Höhen in Metern durch eingeklammerte Zahlen angegeben.

Da diese Schuttmassen während ihrer Bewegung fruchtbare Bodenflächen vernichten und Gebäude, Brücken, sowie Verkehrswege zerstören können, so sucht man die Geschiebebildung durch sachgemäße Verbauung der Wildbäche zu hemmen, welche die Wiederbewaldung kahler Bachgehänge, die Erhaltung natürlicher Talstufen, sowie

[68]) Ausführliches findet sich im »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, 3. Aufl., Bd. III, Kap. XI, I. R., S. 416 bis 463, sowie im Handb. d. Bauk., Berlin 1890, Abt. III, Heft 2, Anhang, S. 321 bis 331.

die Sicherung der Sohle und Ufer zum Zweck hat. Die stellenweise Befestigung der Sohle erfolgt durch Querbaue, Grundschwellen und Barren oder Sperren, die, indem sie das Geschiebe zurückhalten, durch Hebung und Verbreiterung der Sohle Raum für den Bach und die zum Schutze der durch Abstürze neu gebildeten Lehnenfüße erforderlichen Bauten schaffen.

Diese wehrartigen, die Höhenlage der Sohle sichernden Sperren sind von mäßiger Höhe und reihen sich in gewissen, von der Steilheit des Tals abhängigen Entfernungen

Abb. 175. Schuttkegel.



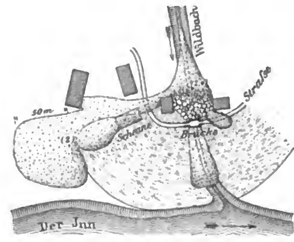
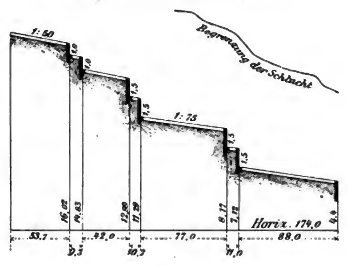


Abb. 176. Verbauung eines Wildbachs.
Längen 1 : 4000. Höhen 1 : 400.



so aneinander, daß der Fuß jeder Sperre am Ende des Geschieberückstaues der nächst unteren Sperre liegt. Die so entstehende Abtreppung geht so weit hinauf, als der Abbruch der Sohle reicht. Wo die Gefahr besteht, daß die das Bett des Baches durchquerende Sperre von jenem umgangen wird, müssen von ihrer Krone talaufwärts gehende Leitwerke angelegt werden, welche an ihren oberen Enden in die Talböschungen gut einbinden.

Der Höhenplan des Ausnagungsgebiets eines mit Sperren verbauten Wildbachs ist in Abb. 176 dargestellt.

a) Steinerne Sperren (Abb. 177 bis 179)[69]) oder Barren werden in Form liegender Gewölbe (Abb. 177) vorwiegend aus Trockenmauerwerk in genügender Stärke hergestellt, wobei jedoch, namentlich an der Krone, große durchbindende Steine zu verwenden sind. Die steinernen Sperren sind an möglichst engen Stellen und am besten dort zu errichten, wo felsige Ufer, durchgehende Felsbänke oder wenigstens massiges Bachgerölle vorhanden ist. Fehlende natürliche Felswiderlager sollten durch Widerlagsmauern ersetzt werden. Unterhalb der Sperre ist eine Einschränkung des Durchflußquerschnitts (Abb. 177 u. 178) nur so weit erforderlich, daß die Leitwerke und Ufermauern zwischen der Haupt- und Vorsperre von dem Fallwasser nicht getroffen werden.

Die Versicherung der nicht aus festem Felsen bestehenden Sohle erfolgt am besten, wie in Abb. 177 u. 179 dargestellt, dadurch, daß man in einem Abstand gleich der 2- bis 3fachen Höhe der Hauptsperre unterhalb dieser eine niedrige Vorsperre errichtet und den horizontalen, tiefer als die Krone der Vorsperre liegenden Boden des Sturzbetts mit großen Steinen abpflastert. Um an Kosten für das Sturzbett zu sparen, können die

[69]) Die Abb. 177 bis 184 sind dem »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, 3. Aufl., Bd. III, dem von Prof. Fr. Kreuter verfaßten und bei der Bearbeitung des vorliegenden Abschnitts benutzten Kap. XI, I. B. entnommen.

Sperren bei größerer Höhe stufenförmig hergestellt werden, wodurch die Kraft des Wassers gebrochen und dessen Angriff auf eine größere Fläche verteilt wird.

Die eigentlichen Talsperren sind Mauern von bedeutender Höhe, die in engen Schluchten mit Felswiderlagern errichtet werden und große Mengen des von oben herabkommenden Geschiebes zurückhalten.

Abb. 177 bis 179. Steinerne Sperre.

Abb. 177. Grundriß. Abb. 178. Querschnitt.

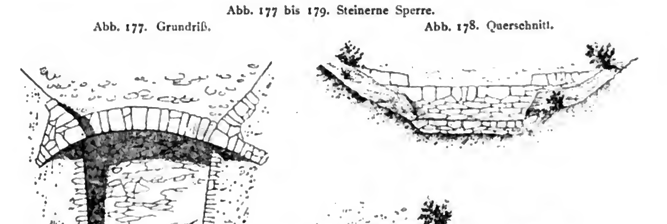
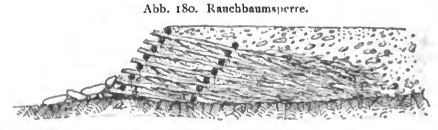


Abb. 179. Längsschnitt.

b) **Hölzerne Sperren.** Wenn auch Holz im allgemeinen vergänglicher ist als Stein, so kommen doch Holzsperren nicht so leicht aus dem Zusammenhange wie Steinsperren und haben, am rechten Ort verwendet und zweckmäßig ausgeführt, eine sehr lange Dauer.

Die Rauchbaumsperren oder rauhen Baumwehren (Abb. 180) bestehen aus übereinander liegenden Baumlagen, welche durch aufgenagelte, ebenfalls aus rauhen Bäumen gebildete Riegel in der Querrichtung verbunden werden. Bei diesen Rauchbaumsperren erfolgt erst dann ein Überfall des Wassers, wenn die Zwischenräume durch den Schutt ausgefüllt wurden.

Abb. 180. Rauchbaumsperre.



Bei Mangel an langen Hölzern können aus Knüppelholz sog. Prügelsperren (Abb. 181 bis 183) hergestellt werden, die ein-, zwei-, oder dreiteilig sein können, je nachdem die unter sich mittels Schrauben verbundenen und tief in das Gehänge eingelassenen Querhölzer (Abb. 181 u. 183) aus einem Stück oder aus zwei bzw. drei Teilen bestehen. Die Langhölzer (Abb. 181 u. 182) werden meistens rechtwinklig zu den Querhölzern auf diese gelegt, mit langen Nägeln befestigt und talaufwärts möglichst an das Gelände angeschlossen. Die Zwischenräume füllt man mit Baumästen und dem vorhandenen Aushub aus und stellt ein Sturzbrett dadurch her, daß man erst auf einer einteiligen Sperre die zweiteilige darüber aufbaut (vgl. Abb. 181). Werden in der Mitte dünnere und nach den Seiten hin dickere Langhölzer gelegt, so senkt sich die Krone der Sperre von den Seiten nach der Mitte zu (vgl. Abb. 183), und das Wasser wird mehr in der Mitte gehalten.

Sogenannte lebende Sperren aus wachsfähigen Flechtzäunen und angepfählten Faschinen können bei Wildbächen mit bedeutender Geschiebeführung nur in beschränktem Maße verwendet werden.

Abb. 181. Grundriß einer zweiteiligen Prügelsperre.

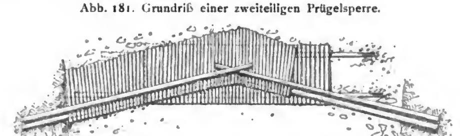


Abb. 182 u. 183. Prügelsperren.

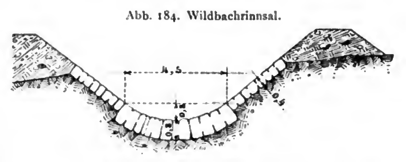
Abb. 182.

Abb. 183.

c) **Sperren in gemischter Bauweise** bestehen im wesentlichen aus einem Holzgerippe mit Steinfüllung, wobei an Stelle des liegenden Gewölbes der steinernen Sperren ein liegendes Sprengwerk treten kann. Werden derartige Steinkastenbauten von kalkhaltigem Wasser durchtränkt und durch den Bach in Kalkschutt begraben, so gilt ihre Dauer als unbegrenzt.

d) **Rinnsale**. Die zur Führung der Wildbäche vom Ausgange der Schlucht bis zu ihrer Mündung in den das Hauptal durchströmenden Fluß dienenden, in möglichst gerader Richtung und mit tunlichst großem und gleichbleibendem Gefälle anzulegenden Wildbachgerinne oder Rinnsale müssen so beschaffen sein, daß sich in ihnen keine nennenswerten Geschiebeablagerungen bilden können. Als Querschnittsform ist die trapezförmige mit ebener oder schwach gekrümmter Sohle am empfehlenswertesten. Die Sohle besteht am besten aus großen Blöcken (Abb. 184). Zur Befestigung der Sohle größerer Rinnsale dienen Schwellroste mit ausgepflasterten Feldern.

Abb. 184. Wildbachrinnsal.



§ 52. Bändigung der Gebirgsflüsse. Ein im Oberlaufe Wildbäche aufnehmender Fluß gilt so lange als Gebirgsfluß, als er unter dem offenbaren Einflusse der Wildbäche steht. Durch die Bändigungsarbeiten an Gebirgsflüssen bezweckt man regelmäßigere Abfuhr der Geschiebe, Bodenverbesserung, Ausnutzung der Wasserkraft und in einzelnen Fällen Ermöglichung oder Erleichterung der Flößerei, während eigentliche Schiffahrt ausgeschlossen ist. Doch kann derselbe Wasserlauf, wie z. B. der Rhein, im Quellgebiet ein Wildbach, dann ein Gebirgsfluß und später ein schiffbarer Strom sein.

Zur Bändigung der Gebirgsflüsse können die Vorkehrungen und Hilfsmittel, die auch bei Flüssen des Hügel- und Flachlands Anwendung finden und in den §§ 44 bis 50

besprochen wurden, verwendet werden. Aber auch hier hat, wie bei den Wildbächen und größeren Wasserläufen überhaupt, eine Uferbefestigung nur dann Bestand, wenn die Sohle, auf der sie ruht, widerstandsfähig ist.

Da die bei Wildbachrinnsalen nützliche Pflasterung bei Gebirgsflüssen nicht anwendbar ist, so muß man hier denselben Zweck, d. h. die Sicherung der Sohle, durch das Einsetzen von Grundschwellen erreichen, die bei mäßiger Schleppkraft aus Packwerk, Senkfaschinen oder Steinen, bei größerer jedoch als bogenförmige Steinrippen oder Steinkasten (vgl. S. 465) hergestellt werden.

Zu Uferbauwerken an reißenden Flüssen sind Faschinenbauten, die von dem Geschiebe zernagt und zerstört werden, ungeeignet und durch die in solchen Gegenden reichlich vorhandenen Bruchsteine, sowie durch Holz zu ersetzen, wodurch sich dauerhaftere Werke herstellen lassen. Als Normalprofil ist bei geringen Schwankungen der Abflußmenge das einfache, bei großen das Doppelprofil zu wählen.

Wie bei andern Flüssen, so kommen auch bei den Gebirgsflüssen als Bändigungswerke Längs- und Querbauten, sowie Durchstiche zur Anwendung, wobei die Leitwerke aus gepflasterten, nötigenfalls auf Senkfaschinenlagen angeschütteten Schotterdämmen mit Erfolg ausgeführt und mit kräftigen Queranschlüssen versehen werden.

§ 53. Korrektion und Regulierung schiffbarer Flüsse. Während es sich bei den Flußbauten an Gebirgsflüssen fast immer um eine zweckmäßige Lage und Gestaltung des Mittelwasserbetts, also nur um eine Korrektion des betreffenden Wasserlaufs handelt, ist bei schiffbaren Flüssen außerdem eine Festlegung und Verbesserung des Niederwasserbetts, mithin außer der Korrektion auch eine Regulierung vorzunehmen. Dabei werden nur diejenigen Flußstrecken schiffbar genannt, welche den, große Fahrzeuge erfordernden Fernverkehr gestatten.

Die bei den vorzunehmenden Verbesserungen schiffbarer Flüsse vorkommenden Arbeiten bestehen in Beseitigung der Schiffahrtshindernisse, in Ausgleichung der Gefälle, Regelung des Flußbetts, Vermehrung der Wassertiefe, Befestigung der Ufer und in der Anlage von Deichen, die nicht allein der Landwirtschaft, sondern durch das Zusammenhalten der Hochfluten in einem begrenzten Bett und die hierdurch bewirkte Ausbildung eines tiefen Fahrwassers auch der Schiffahrt nutzen können. Da, wo Dampfschiffe verkehren, müssen die Flußbauwerke den von jenen ausgehenden Wellen zu widerstehen vermögen.

a) Tiefe und Breite des Fahrwassers. Die durch Regulierung des Niederwasserbetts angestrebten Fahrwassertiefen[70]) betragen z. B. für den Rhein 2 bis 3 m beim gemittelten niedrigsten Wasserstande, für die Oder 1 m unter Niedrigwasser, für die Weser 0,8 bis 1,25 m beim kleinsten und für die Elbe 0,93 m beim niedrigsten Wasserstande. Verkehren auf einem Flusse nur Einzelschiffe, so muß die Fahrwasserbreite das Begegnen zweier Fahrzeuge gestatten und zwischen diesen noch einen Abstand gleich der Schiffsbreite lassen. Als Sohlenbreite[71]) bei Wassertiefen von 1,2; 1,5; 2,0; 2,5 und 3,0 m sind mindestens 36, 40, 45, 50 und 60 m anzunehmen, Breiten, bei denen Schiffahrt betrieben werden kann, die aber für mit Schleppzügen befahrene Flüsse noch zu vergrößern sind. Während für den Elbeverkehr bei Dresden die Fahrbreite zu 30 m angenommen wurde, beträgt diese in der Felsenstrecke des Rheins unterhalb Bingen 90 m und ist weiter stromabwärts auf 120 bis 150 m festgesetzt.

[70]) J. Schlichting, »Zukünftige Regulierung der Flüsse für das Niedrigwasser« im Zentralbl d. Bauverw. 1893, S. 57.

[71]) L. Franzius, »Zukünftige Regulierung der Flüsse für das Niedrigwasser« im Zentralbl. d. Bauverw. 1893, S. 3.

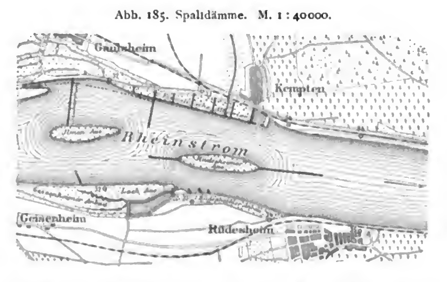
b) Normalprofile für das Niederwasser. Da für das Mittelwasser der norddeutschen Flüsse auf Grund langjähriger Erfahrungen streckenweise geltende Normalbreiten angenommen wurden, so handelt es sich bei diesen Wasserläufen in der Regel darum, die an vielen Stellen bereits begonnene Niederwasserregulierung in sachgemäßer Weise durchzuführen, wobei es sich empfiehlt, die erstrebten Wassertiefen und Niederwassernormalbreiten auf den gemittelten Niederwasserstand, d. h. auf den mittleren niedrigsten Sommerwasserstand eines längeren Zeitraums, zu beziehen. Die Normalprofile ergeben sich bei felsigem Untergrund unmittelbar aus der Wassertiefe und der Fahrwasserbreite, müssen jedoch bei beweglichen Flußbetten und bei einer unter Wahrung des Wasserabflusses vorzunehmenden Umgestaltung ihrer Querschnitte so ermittelt werden, daß sie außer den zu erstrebenden Tiefen auch die verlangten Breiten mindestens aufweisen.

Symmetrische Normalprofile sind jedoch in Krümmungen mit kleineren Halbmessern nicht verwendbar, weil dort eine Vergrößerung des Wasserquerschnitts und eine unsymmetrische Profilgestaltung erforderlich ist. Dabei sind die Krümmungsprofile derart anzuordnen, daß die Böschungen an dem einbiegenden, d. h. konkaven Ufer steiler, an dem ausbiegenden, d. h. konvexen Ufer dagegen flacher werden.

c) Baubestandteile und Regulierungsarten. Während früher, namentlich an Flachlandflüssen, der Packwerkbau bevorzugt wurde, wendet man sich in neuerer Zeit, besonders bei der Niederwasserregulierung, mehr und mehr den Steinwerken zu. Von Sinkkörpern werden in Norddeutschland fast nur Senkfaschinen und Sinkstücke, dagegen endlose Sinkwalzen, schwebende und durchlässige Bauten, sowie Balkenwände teils gar nicht, teils nur selten verwendet.

Bei den norddeutschen Flüssen finden von den Querbauten namentlich die bei der Korrektion des Mittellaufs der Flüsse sehr geeigneten Buhnen Verwendung, an die sich behufs der Niederwasserregulierung häufig versenkte Buhnen anschließen, welche im Gegensatz zu den die Flüsse ganz durchquerenden Grundschwellen S t r o m - s c h w e l l e n heißen. Von den Längswerken werden die auch für den Unterlauf der Flüsse nicht selten empfehlenswerten Leitwerke nicht so häufig benutzt wie die Buhnen, doch ist ihre Verwendung im Steigen begriffen.

Abb. 185. Spaltdämme. M. 1 : 40000.



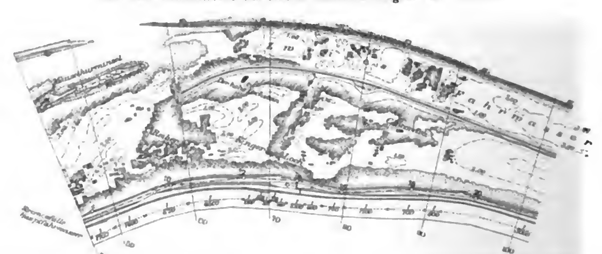
Um bei Flußspaltungen mit dauernd beizubehaltenden Inseln die Richtungen der Fahrwasser einigermaßen festzulegen, werden unter Umständen, S p a l t d ä m m e genannte T r e n n u n g s w e r k e als eine besondere Art von Längsbauten an jene Inseln angeschlossen. Bei der durch die »Rüdesheimer Au« verursachten Stromspaltung des Rheins (Abb. 185) ist beispielsweise der obere Spaltdamm 300 m, der untere 900 m lang. Spaltdämme werden manchmal auch bei der Korrektion des Einlaufs der Nebenflüsse in die Hauptflüsse, welcher bei schiffbaren Flüssen unter spitzen Winkeln zu erfolgen hat, von der durch die beiden Wasserläufe gebildeten Halbinselzunge aus stromabwärts in den Strom geführt, um eine regelmäßige Vereinigung beider Wasserläufe zu bewirken.

Durchstiche werden bei den deutschen schiffbaren Flüssen neuerdings seltener als früher angeordnet, dagegen bei der Korrektion von Nebenflüssen, deren Vorflut zugunsten der Landwirtschaft verbessert werden soll, noch jetzt häufig angewendet.

d) Verbesserung der Stromschnellen. Der Schiffahrt sehr hinderlich sind die nicht selten vorkommenden, meistenteils kurzen Strecken der Flüsse, die ein sehr starkes Gefälle und dementsprechend große Wassergeschwindigkeiten aufweisen: die Stromschnellen oder Katarakte. Sie sind da entstanden, wo von den Massen, welche das Wasser nach und nach durchnagte und wegschwemmte, bei einem Gebirgsdurchbruch harte, den Angriffen des Wassers trotzende Felsen das Flußbett sperren, den Schiffen nur an einzelnen Stellen notdürftig Raum gewährend.

Als ein Beispiel soll hier eine 1,2 km lange Rheinstrecke unterhalb Bingen, in welcher sich das »Binger Loch« befindet, vorgeführt werden. Abb. 186 gibt einen Lageplan

Abb. 186. Felsenstrecke des Rheins unterhalb Bingen. M. 1 : 10000.



dieser Strecke; die Grenzen der Felsen sind durch Schraffur hervorgehoben; sie liegen bei niedrigem Wasser zum Teil, bei hohen Wasserständen aber ganz unter dem Wasserspiegel.

Neben dem Lageplan sind die Wasserspiegelgefälle vermerkt, wie solche sich vormals am rechten Rheinufer bei 150 cm Wasserstand am Pegel zu Bingen gestaltet haben. Hier sei hervorgehoben, daß 200 m oberhalb des Binger Lochs ein kilometrisches Gefälle von 0,23 m, in demselben auf einer kurzen Strecke ein Gefälle von 8,2 m, unterhalb desselben aber ein solches von 1,92 m beobachtet ist.

Ein ähnlicher schroffer Wechsel der Gefälle und der Wassergeschwindigkeiten findet sich in allen Stromschnellen und aus den stellenweise entstehenden reißenden Strömungen erwachsen der Schiffahrt große Hindernisse und Gefahren. Vormals veranlaßte das besprochene Felsenriff einen förmlichen Wasserfall und die Schiffahrt war daselbst, namentlich bei niedrigen Wasserständen, nahezu unausführbar. Hierüber sagt HAGEN folgendes: »Die Schiffahrt war so behindert, daß nur kleinere Fahrzeuge und Holzflöße zu Tal fahren konnten, die Bergfahrt aber unterbrochen war. Bei Aßmannshausen mußten alle Güter ausgeladen und auf steilen Fußpfaden über den Niederwald transportiert werden; erst unterhalb Rüdesheim wurden sie zur weiteren Bergfahrt wieder in Schiffe verladen.«

Die Besserung des gefährlichen Zustandes der Felsenstrecke unterhalb Bingen erforderte Vertiefung und Verbreiterung des Fahrwassers durch Beseitigung der schädlichsten Felsen; hieran ist seit mehr als 200 Jahren mit längeren Unterbrechungen und mit mäßigem Erfolge gearbeitet worden. Auch durch Herstellung des auf dem Lageplan angedeuteten zweiten Fahrwassers ist die Fahrt durch das Binger Loch nicht entbehrlich geworden.

Gegen Ende des vergangenen Jahrhunderts haben nun die technischen Hilfsmittel der Neuzeit ermöglicht, das letztgenannte Fahrwasser erheblich zu verbreitern und zu vertiefen. Man baute starke, einen Taucherschacht tragende Schiffe; nachdem dieser nach Art einer Taucherglocke bis auf die Flußsohle versenkt ist, wird das Wasser durch Preßluft verdrängt, so daß die Arbeiter hinabsteigen und auf dem Felsen stehend mit Bohrmaschinen Löcher für Dynamitladungen herstellen können. Dann wechselt das Taucherschachtschiff seinen Platz und auf elektrischem Wege erfolgt die Zündung der Landungen. Der Steinschutt wird mittels Eimerbagger beseitigt. — Auf diese Weise ist am rechten Rheinufer ein an der schmalsten Stelle 90 m breites und genügend tiefes Fahrwasser hergestellt.

Von sonstigen bedeutenden Stromschnellen sind die zu nennen, welche sich in der untern Donau auf ihrem Laufe durch Ungarn, Rumänien und Serbien innerhalb der etwa 130 km langen Strecke zwischen Moldova und Turn-Severin befinden. Auch in diesen Katarakten sind umfangreiche Besserungsarbeiten vorgenommen[72]).

e) Hilfsarbeiten. Außer den vorstehend besprochenen Sprengungen unter Wasser sind hier als wasserbauliche Hilfsarbeiten die Baggerungen, dann die Beseitigung gesunkener Baumstämme, sowie einzelner großer Steine und mitunter der Reste älterer Bauwerke zu erwähnen.

Die Baggerungen[73]) befördern die Ausführung der Regulierungen in hohem Grade, sind an manchen Stellen, namentlich in der Nähe der Einmündung von Nebenflüssen, auch für die dauernde Erhaltung der Fahrtiefen unentbehrlich, und das durch sie gewonnene Material kann oft zum Bau der Regulierungswerke vorteilhaft verwendet werden.

Gesunkene Baumstämme und Baumstümpfe, die noch den Uferabbrüchen früherer Jahrhunderte entstammen, sind zeitweise von Sinkstoffen bedeckt, treten aber bei deren Abschwemmung und der damit verbundenen Verlegung der Fahrrinne über die Flußsohle vor und bilden dann gefährliche Schiffahrtshindernisse, die beseitigt werden müssen. Als Hebemaschine können Windebäume, die auf zwei nebeneinander gekuppelten Fahrzeugen gelagert sind, benutzt werden.

F. Flußdeiche und Flußdeichschleusen.

§ 54. Zweck und Einteilung der Flußdeiche.

a) Zweck der Flußdeiche. Die Flußdeiche sind Erddämme, die längs der Flüsse angelegt werden, um deren Hochwasser zu kehren, d. h. von den niedrig gelegenen Grundstücken abzuhalten. Außerdem bilden sie ein wichtiges Mittel der Flußregulierung weil sie das Hochwasser zusammenhalten, dadurch die Fortführnng der abgelagerten Sinkstoffe erleichtern und somit eine Erhöhung der Flußsohle verhindern. Der Hauptzweck der Deiche ist jedoch die landwirtschaftliche Verbesserung der unter dem Hochwasserspiegel gelegenen Niederungen der Flußtäler, die man dann zum Anbau solcher Kulturgewächse, wie namentlich Getreide, benutzen kann, welche keine Überschwemmung vertragen und höhere Erträge liefern als Wiesen und Weiden.

b) Einteilung der Flußdeiche. Die Flußdeiche zerfallen in Winterdeiche, welche auch Hauptdeiche genannt werden und die höchsten, entweder im Frühjahr zur Zeit

---

[72]) Für diese Arbeiten und die Mittel zur Verbesserung der Stromschnellen, die außer Felsensprengungen zur Verfügung stehen, vgl. »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, 3. Aufl., III. Bd., Kap. XI, S. 513.

[73]) Vgl. auch den Abschnitt: »Baggerarbeiten und Baggergeräte« des »Wasserbaues« von L. Franzius im Handb. d. Bauk., Berlin 1890, Abt. III, Heft 2, S. 16 bis 35.

des Schneeschmelzens oder nach länger andauernden starken Niederschlägen eintretenden Wasserstände kehren sollen, und in Sommerdeiche, die den Grundstücken nur vor dem während der Sommerzeit vorkommenden, nicht so starken Hochwasser Schutz verleihen, von dem höheren Wasser dagegen überflutet werden, so daß sie nicht den Ländereien die fruchtbringende Überschlickung der Hochwasser entziehen. Gewöhnlich werden Sommerdeiche im Anschluß an schon bestehende Winterdeiche hergestellt, um deren Vorländer zu schützen.

Abb. 187. Flügeldeiche.

Außerdem unterscheidet man geschlossene Deiche, welche sich an hochwasserfreie Höhen, Ufer oder Deiche anschließen und dadurch die Niederung von allen Seiten schützen, und offene Deiche, die große Lücken enthalten und demgemäß keinen Schutz vor Überschwemmung gewähren, sondern nur die Strömung mit ihren nachteiligen Sand- und Geröllablagerungen von den Ländereien abhalten und diese vor Bodenbeschädigungen bewahren. Die offenen Deiche werden hauptsächlich an scharfen Krümmungen der Flüsse angelegt, um zu verhindern, daß die Hauptströmung zur Zeit des Hochwassers das Flußbett verläßt und, die Krümmungen abschneidend, die Grundstücke mit großer Heftigkeit überströmt und abspült. Durch Flügeldeiche (Abb. 187)[74], oberhalb deren gewöhnlich die Nebengewässer einmünden, wird verhindert, daß sich das Hochwasser hinter den Deichen durch die Niederung bewegt.

Abb. 188. Rückstaudeiche.

Rückdeiche oder Rückstaudeiche (Abb. 188) werden diejenigen Deiche genannt, die sich längs eines Nebenflusses hinziehen, um das aus dem Hauptflusse zurückstauende Hochwasser von der Niederung abzuhalten; man stellt sie bei geschlossenen Deichanlagen her, wenn die Hochwassermenge des Nebenflusses so groß ist, daß in dem Hauptdeich eine weite, kostspielige Deichschleuse erforderlich wäre. Die Rückstaudeiche schließen sich in der Regel an der Mündung des Nebenflusses dem Hauptdeiche an und erhalten dort dessen Höhe.

Binnendeiche schützen die Niederung vor dem Hochwasser der von dem rückwärts liegenden Lande kommenden Gewässer oder zerlegen eingedeichte Flächen der größeren Sicherheit oder besseren Entwässerung wegen in einzelne Teile.

Schar- oder Gefahrdeich (vgl. Abb. 187 bei *a*) wird ein Deich genannt, vor dem sich kein breites Vorland befindet, der mithin den Angriffen der Strömung unmittelbar ausgesetzt ist und deshalb einer besonders guten Sicherung bedarf. Außerdem muß das schmale Vorland durch Uferdeckwerke oder Buhnen vor weiterem Abbruch geschützt werden.

Die schon oben erwähnten Flügeldeiche sind kurze Deiche, welche im Anschluß an den Hauptdeich oder das hochwasserfreie Ufer bei vorspringenden Deichecken bis zum Vorlande hinabgeführt und an der Oberwasserseite abgepflastert werden, um den Stoß des Eises aufzunehmen und die Hochwasserströmung in die Richtung des Stromlaufs zu weisen. Ferner werden Flügeldeiche von dem Hauptdeich aus auf einem Teile des Vorlands hergestellt (vgl. Abb. 187), um dessen niedrigere Flächen vor heftiger Durch-

[74] Die Abb. 187 bis 230 sind dem »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, 3. Aufl., Bd. III, dem von Geh. Baurat Prof. H. Garbe verfaßten und bei der Bearbeitung des vorliegenden Abschnitts benutzten Kap. XII: »Deiche« und Kap. XIII: »Deichschleusen« entnommen.

strömung zu schützen. Auch ordnet man sie oberhalb der Einmündung von Nebenflüssen an (vgl. Abb. 188), um zur Verhütung von Versandungen eine Vereinigung der beiden Flüsse unter einem spitzen Winkel bei Hochwasser herbeizuführen. Endlich finden sich Flügeldeiche als Verbindungsglied zwischen einem Deich und einer hochwasserfreien Höhe (vgl. Abb. 187) und heißen dann Frontdeiche.

Ringdeiche umschließen Ortschaften eines Flußtals, welches gar nicht oder nur in unzureichender Weise gegen Hochwasser geschützt ist.

Neue Eindeichungen kommen in Deutschland fast nur an kleineren Flüssen vor; bei Deichbauten an großen Flüssen pflegt es sich um eine Verlegung bestehender Deiche zu handeln.

§ 55. Lage und Querprofil der Flußdeiche.

a) Lage der Flußdeiche. Die Anlage von Winterdeichen hat so zu geschehen, daß die Deichweite, d. h. die Entfernung der Deiche voneinander, oder, wenn nur an dem einen Ufer ein Deich errichtet werden soll, dessen Entfernung von dem gegenüberliegenden hochwasserfreien Gelände überall einem genügend großen Hochwasserdurchflußprofil entspricht, da die sonst eintretende Steigerung des Hochwasserstands und der Hochwassergeschwindigkeit große Gefahren für die Deiche selbst, die Ufer, sowie für die Ortschaften und Brücken herbeiführt. Einen unmittelbaren Anhalt zur Bestimmung der normalen Hochwasserprofilbreite bieten in der Regel vorhandene Flußstrecken, welche die gleiche Hochwassermenge, Flußbettbreite und Höhenlage der Vorländer, sowie dasselbe Hochwassergefälle besitzen.

Die Lage des Deiches ist so zu wählen, daß dieser vor Beschädigungen möglichst geschützt ist, zu welchem Zweck er tunlichst parallel mit dem Hochwasserstromstrich laufen muß. Doch sind mit Rücksicht auf den Eisgang durch Verschiebung des Deiches nach dem konkaven und durch dessen Zurücksetzen von dem konvexen Ufer flache Deichkrümmungen zu erstreben. Auch sollen die Deiche ohne scharfe Ecken angelegt werden, weil diese den Angriffen der Strömung, sowie des Eisgangs und Wellenschlags besonders ausgesetzt sind. Ebenso dürfen keine plötzlichen Verengungen des Durchflußprofils stattfinden, weil diese leicht zu gefährlichen Eisstopfungen Veranlassung geben.

Abb. 189. Querprofil eines Flußdeichs.



Ferner muß die Vorlandbreite so groß angenommen werden, daß der Deich auch nach geringen späteren Veränderungen des Flusses nicht zu einem Schardeiche wird. Auch ist die Deichlinie über hohen, festen Boden, nicht über Niederungen, Moore und Sümpfe, die Durchquellungen, Rutschungen und Versinkungen veranlassen, zu führen.

Die vorstehenden Regeln sind auch bei der Anlage von Sommerdeichen zu beachten, deren Deichweite jedoch nicht nach dem höchsten Wasser, sondern nur nach dem zu kehrenden gewöhnlichen Sommerhochwasser zu bemessen ist. Bei der Anlage von Rückstaudeichen wird die Deichweite nach der Hochwassermenge der Nebenflüsse, längs denen jene Deiche sich hinziehen, und dem dazugehörigen Hochwasserstande bestimmt. Zur Vermeidung von Sinkstoffablagerungen ist der Hauptdeich mit dem Rückstaudeich unter sehr spitzem Winkel zusammenzuführen, oder es ist daselbst in jener Richtung (vgl. Abb. 188) ein Flügeldeich anzulegen.

b) Das Querprofil der Flußdeiche. An dem Querprofil der Flußdeiche (Abb. 189) unterscheidet man die Kappe oder Krone *ab*, die Außenböschung *ac*, die Binnenböschung *bd*, die Außenberme *ce* und die Binnenberme *df*. Die beiden Bermen werden zuweilen durch den Außenbermegraben *eg* und den Binnenbermegraben *fh* von dem Vorlande bzw. Binnenlande getrennt.

α) *Das Querprofil der Winterdeiche.* Bei Winterdeichen wird die Höhe der Deichkappe durch das höchste beobachtete Wasser bestimmt, über welches sich die Deiche größerer Flüsse gewöhnlich 0,6 m erheben (Abb. 190). Bei kleineren Deichen, die dem Eisgang und Wellenschlag weniger ausgesetzt sind, braucht die Kappe nur 0,3 m über dem höchsten Wasserstand zu liegen (Abb. 191). Dagegen werden Deichstrecken, deren Durchbruch wegen nahe gelegener Ortschaften besonders gefährlich wäre, 0,9 bis 1,2 m über Hochwasser ausgeführt. Ebenso stellt man auch solche Strecken, vor denen ein heftiger Wellenschlag zu befürchten ist, sowie die mit stärkerem Profil und kräftiger Außenböschung zu versehenden Schardeiche 0,3 m höher als die übrigen her.

Die Kappenbreite[75]) ist bei den Winterdeichen der Hauptflüsse (vgl. Abb. 190) so groß anzunehmen, daß die Dämme während der Deichverteidigung zur Herbeischaffung der hierzu erforderlichen Baustoffe befahren werden können, und beträgt gewöhnlich 2,5 bis 4,0 m je nach der Güte der Deicherde und der Heftigkeit der durch Wellenschlag und Eis zu erwartenden Angriffe. Soll die Kappe auch als gewöhnlicher Verkehrsweg dienen, so muß ihre Breite mindestens gleich 4,5 m sein. Die, geringeren Angriffen ausgesetzten Deiche an kleineren Flüssen (vgl. Abb. 191) dagegen erhalten eine Kappenbreite von 1,5 bis 2,5 m. Die Kappe wird gewöhnlich, des besseren Wasserablaufs wegen, flach gewölbt und am besten mit einer Rasendecke, bei ihrer Benutzung als Fahrweg jedoch mit einer Bekiesung versehen.

Abb. 190. Winterdeich an Hauptflüssen.

Abb. 191. Winterdeich an kleinen Flüssen.

Die Außenböschung der Rasendeiche an größeren Flüssen wird mit $2\frac{1}{2}$- bis 4facher, bei kleineren mit 2- bis 3facher Anlage, und zwar um so steiler ausgeführt, je geringer die zu erwartenden Angriffe und je besser die Deicherde, sowie der Untergrund sind. Wird jedoch, wie bei Deichen an Gebirgsflüssen, die Außenböschung mit Steinen gesichert, so kann diese eine $1\frac{1}{2}$- bis 2fache Anlage erhalten. Die Binnenböschung wird gewöhnlich mit der zur Erzielung einer kräftigen Rasendecke nötigen 2fachen Anlage hergestellt.

Zu beiden Seiten des Deiches müssen mit einer Rasendecke versehene Schutzstreifen (Außen- und Binnenberme) bleiben, welche nur als Wiese oder Weide benutzt werden dürfen. Die Außenberme, auf der kein Fahrweg angelegt werden soll, erhält bei größeren Deichen eine Breite von 5 bis 10 m, bei kleineren eine solche von 2 bis 5 m. Die Binnenberme ist 2 bis 6 m, bei Anlage eines öffentlichen Wegs jedoch mindestens 4,5 m breit.

Besteht der Deich aus sandiger, der Durchquellung und Durchweichung unterliegenden Erde, oder befindet er sich, wie dies häufig bei älteren Deichen der Fall ist, vor tiefen

[75]) Vgl. auch Dr. Th. Schäffer, »Über das Wasser- und Dammbauwesen am Rhein im Großherzogtum Hessen« in der Deutschen Bauz. 1892, S. 130.

Kolken, so verstärkt man den Deichkörper durch einen breiten, 1 bis 2 m über dem Binnenlande liegenden **Fußdeich** (Abb. 192). Außerdem empfiehlt es sich, zur Verminderung des schädlichen, aus den Kolken hervorquellenden **Qualmwassers** jene Vertiefungen mit kleinen Deichen zu umgeben, welche **Kuverdeiche**, **Qualm-** oder

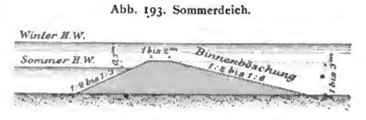
Abb. 192. Deich vor einem Kolk.

Quelldeiche genannt werden, sich an den Fußdeich anschließen und dieselbe Höhe von 1 bis 2 m wie dieser, eine Kronenbreite von 1 bis 1,5 m und zweifache, mit guter Rasendecke versehene Böschungen erhalten.

Flügeldeiche erhalten eine 2 bis 3 m breite abgerundete Krone, $2\frac{1}{2}$- bis 3fache Böschungen und an den durch Eisgang gefährdeten Stellen eine Abpflasterung.

β) *Das Querprofil der Sommerdeiche.* Bei dem Querprofil der Sommerdeiche ist die durch das Überströmen des Frühjahrhochwassers starken Angriffen ausgesetzte Binnenböschung um so flacher anzulegen, je länger der Überlauf dauert und je höher der Deich ist, dessen Krone sich bis zu 0,3 m über den zu kehrenden Sommerwasserstand erhebt. Sommerdeiche (Abb. 193), welche kleinere Niederungen umschließen, aus guter **Kleierde**, d. h. hauptsächlich aus Ton mit Sandbeimengung bestehen und eine gute Rasendecke besitzen, erhalten bei einer Höhe von 1, 2 und 3 m eine Kappenbreite von 1, $1\frac{1}{2}$ und 2 m und eine 2-, $2\frac{1}{2}$- bzw. 3fache Außenböschung, während die Anlage der Binnenböschung 2-, 4- und 6fach ist.

Abb. 193. Sommerdeich.



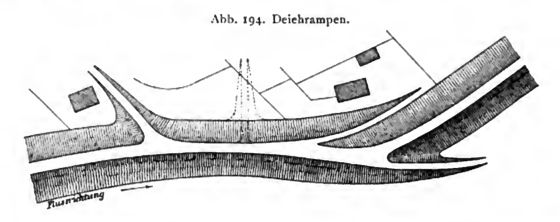
Dauert jedoch wegen der Größe der eingedeichten Flächen der Überlauf längere Zeit, so empfiehlt sich die Anlage besonderer **Überlaufstrecken**, deren Kappe 0,4 bis 0,5 m niedriger liegt als der übrige, dann eine nur 2- bis 3fache Binnenböschung besitzende Sommerdeich. Diese Überlaufstrecken erhalten entweder an der Binnenseite in je 1 m Höhe abgepflasterte Bankette oder eine flachere Binnenböschung, die bei 1, 2 und 3 m Deichhöhe eine 4-, 8- bzw. 12fache Anlage erhält.

§ 56. Deichrampen und Durchfahrten.

a) **Deichrampen.** Sowohl bei Winter- als auch bei Sommerdeichen sind Rampen, d. h. An- und Abfahrten (Abb. 194) zur Verbindung des Vorlands mit der eingedeichten Niederung anzulegen. Die an der Außenböschung erforderlichen Rampen, die das Profil des Deiches nicht schwächen und daher in diesen nicht eingeschnitten sein dürfen, werden vorzugsweise stromabwärts und parallel zur Böschung angelegt. Die Rampen an der Binnenböschung darf man stromaufwärts gerichtet herstellen. Die Breite der Rampen beträgt 2,5 bis 3 m, ihre Steigung $\frac{1}{8}$ bis $\frac{1}{12}$, und die Böschungen erhalten dieselbe Anlage wie diejenigen der Deiche. Dienen jedoch die Rampen als öffentlicher Weg einem größeren Verkehr, so sind sie breiter und flacher anzulegen. Von der Binnenseite senkrecht zur Deichlinie geführte Anfahrten (vgl. die punktiert gezeichnete Anlage in Abb. 194), welche jedoch den Verkehr auf der Binnenberme während der Deichver-

teidigung unterbrechen, erhalten eine etwas größere Kronenbreite als die parallelen Anfahrten und zweifache Böschungen.

Abb. 194. Deichrampen.



b) **Durchfahrten.** Bei größerem über den Deich gehenden Verkehr sind statt der Rampen 3 bis 4 m weite Durchfahrten oder Deichlücken (Abb. 195 u. 196) mit massiven Einfassungen anzulegen, welche zur Zeit des Hochwassers gewöhnlich durch Dammbalken geschlossen werden, die in zwei 1 bis 1,5 m voneinander entfernten Dammfalzen liegen. Der Raum zwischen diesen beiden Dammbalkenverschlüssen wird mit Mist oder guter Kleierde ausgestampft. Zur Verhütung eines Durchbruchs in der Sohle der Durchfahrt, welche der größeren Sicherheit wegen gewöhnlich in halbe Deichhöhe gelegt wird, ist diese durch eine tief hinabreichende Herdmauer zu schützen. Ebenso müssen Pfeiler hinter den Wangenmauern 1 bis 2 m tief in den Deichkörper eingreifen.

Abb. 195 u. 196. Durchfahrt. M. 1 : 125.
Abb. 195. Längenschnitt.

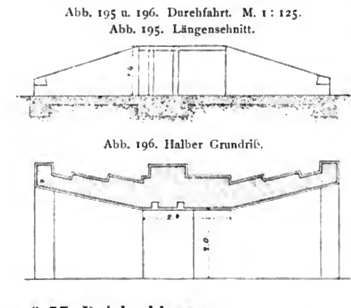


Abb. 196. Halber Grundriß.

§ 57. Deichschleusen.

a) **Zweck der Deichschleusen.** Die gewöhnlichen, als Entwässerungsschleusen dienenden Deichschleusen, auch Siele [76] genannt, gewähren Wasserläufen und Entwässerungskanälen der bedeichten Gelände freien Abfluß durch den Deichkörper bei niedrigerem Außenwasser, halten dagegen das höhere mittels beweglicher, an dem äußeren Ende der Schleusen angebrachter Tore oder Schütze zurück. Um jedoch in trockner Jahreszeit die Entwässerung unterbrechen zu können, werden die Deichschleusen mitunter an ihrer Binnenseite ebenfalls mit Verschlußvorrichtungen versehen. Die Flußdeichschleusen sind während lang andauernder hoher Wasserstände nicht selten monatelang geschlossen, um dann wieder ebensolang während der niedrigen und mittleren Wasserstände des Flusses geöffnet zu sein.

Der Entwässerungskanal wird das Binnentief und seine Verlängerung von dem Siele bis zum Flusse, in den er einmündet, das Außentief genannt.

[76]) »Im Flutgebiet der Nordsee werden die Deichschleusen gewöhnlich Siele genannt, namentlich bezeichnet man die bedeckten Deichschleusen mit diesem Namen. Man gebraucht denselben aber auch für die anderen Deichschleusen.« (Garbe.)

b) Lage, Weite und Höhenlage. Die Lage der Siele wird durch Rücksichten auf die Vorflut, auf die Länge des Außentiefs, auf Schutz gegen Strömung, Wellenschlag und Eis, sowie auf den Baugrund beeinflußt. Entwässerungssiele in Flußdeichen sind an einem möglichst stromabwärts gelegenen Punkte des Geländes zu erbauen, weil dort die niedrigsten Grundstücke sich befinden. Auch ist der Sielplatz so zu wählen, daß die Länge des Außentiefs möglichst kurz wird, weil dieses bei Hochwasser mitunter versandet. Ferner ist das Siel auf gutem Baugrund und an einer Deichstrecke zu erbauen, die der Strömung, sowie dem Wellenschlag und Eisgang nicht allzusehr ausgesetzt ist. Ein hohes, nicht abbrechendes und nicht zu breites Vorland ist erwünscht.

Die Sielweite, welche in erster Linie von der abzuführenden, durch die Größe des Abwässerungsgebiets und des Niederschlags bestimmten Wassermenge abhängig ist, wird bei bedeckten Sielen gewöhnlich nicht über 4 m angenommen. Ist eine größere Weite erforderlich, so stellt man lieber mehrere kleinere, durch Zwischenpfeiler getrennte Öffnungen auf gemeinschaftlichem Fundament mit wagerechtem, durch das ganze Bauwerk sich erstreckenden Boden her, weil dann schmälere, leichter zu bewegende Verschlußteile erforderlich sind.

Die Höhenlage des Sielbodens ist so anzunehmen, daß die Schwelle 0,5 bis 1,0 m unter dem niedrigsten Außenwasserstande liegt. Die lichte Höhe der Siele wird in der Regel nicht geringer als $\frac{2}{3}$ der Weite angenommen.

c) Die Konstruktion der Siele richtet sich nach der Größe und den Zwecken des Bauwerks, sowie nach dem Material und den örtlichen Eigentümlichkeiten. Gewöhnlich kommen bedeckte Siele, bei denen der Deichkörper über die hölzerne Decke oder das Gewölbe der Schleuse fortgeführt wird, und die bis zu Weiten von 1,5 m Pumpsiele genannt werden, zur Anwendung. Offene Deichschleusen dagegen, die in der Anlage und Unterhaltung kostspieliger als bedeckte Siele sind, kommen dann zur Ausführung, wenn der Deichkörper über einem bedeckten Siel zu klein bleiben würde, um den Angriffen des Wellenschlags und Eisgangs Widerstand leisten zu können.

Der mittlere, die Hauptabschlußvorrichtung enthaltende Teil des Bauwerks muß mit vollständig wasserdichtem Boden hergestellt werden und heißt das Hauptsiel. An dieses schließen sich das Außenvorsiel, sowie das Binnenvorsiel an, die den Übergang zu den Sieltiefen bilden, sich daher am besten nach den Enden zu erweitern und bei wichtigen Sielen bis in die Bermen reichen. Zur Verhütung von Auswaschungen wird der Boden der Vorsiele bei größern Deichschleusen ebenfalls wasserdicht hergestellt, bei kleinern dagegen nur durch Sturzbetten aus Faschinen mit Steinpackung geschützt.

Der Anschluß der Vorsiele an das Maifeld, d. h. an das wagerechte Gelände, erfolgt durch Flügel, die, rechtwinklig oder besser schräg zur Sielachse gerichtet, in gleicher Weise wie das übrige Bauwerk fundiert und empfehlenswerterweise mit demselben Material auszuführen sind.

In bezug auf die Länge der Siele unterscheidet man die empfehlenswerteren langen Siele, bei denen das Hauptsiel unter dem ganzen Deichkörper so weit fortzuführen ist, daß die Decke der Schleuse an beiden Enden noch 0,6 m hoch mit Erde bedeckt ist, wobei nur kurze Vorsiele mit niedrigen Wänden entstehen, und die kurzen Siele, bei denen das Hauptsiel oft nur gleich der Breite der Deichkappe ist und die Vorsiele größere Längen erhalten.

Bedeckte Siele werden entweder aus Holz oder massiv, die offenen, den Witterungseinflüssen mehr ausgesetzten Deichschleusen dagegen in der Regel massiv hergestellt; hölzerne Siele von größerer Weite kommen jedoch nur noch selten zur Ausführung. Bei Flußdeichen, deren Untergrund für den Grundbau gewöhnlich günstig ist, werden

hauptsächlich die dauerhafteren massiven Siele entweder auf Beton oder, bei tiefer liegendem tragfähigen Boden, auf einem Pfahlrost hergestellt.

Bei der Pfahlrostfundierung tragen die einige Meter in den tragfähigen Boden reichenden Pfähle auf Grundbalken den gewöhnlich sich wagerecht durch das Bauwerk erstreckenden Bohlenbelag, der bei wichtigen Bauten durch eine Übermauerung gegen den Wasserdruck und die allmähliche Abnutzung durch das strömende Wasser gesichert wird. Damit durch die Strömung hervorgerufene Vertiefungen der Sohle sich nicht bis unter das Bauwerk erstrecken, sind unter den Verschlußvorrichtungen, sowie am Anfang und Ende der Schleuse Spundwände ohne Zwischenpfähle anzuordnen, die bis in den festeren Boden hinabreichen.

Die Hinterfüllung des fertigen Siels muß in einzelnen Lagen aufgebracht und sorgfältig festgestampft werden; außerdem ist bei massiven Sielen durch einzelne Pfeiler, bei hölzernen durch hochreichende, einige Meter tief in den Dammkörper hineingreifende Spundwände einer Entstehung von Wasseradern zwischen dem Bauwerk und dem Deichkörper vorzubeugen.

α) *Verschlußvorrichtungen.* Da die Flußdeichsiele monatelang geöffnet bleiben und nur einigemal im Jahre, wenn das Außenwasser höher als das Binnenwasser steht,

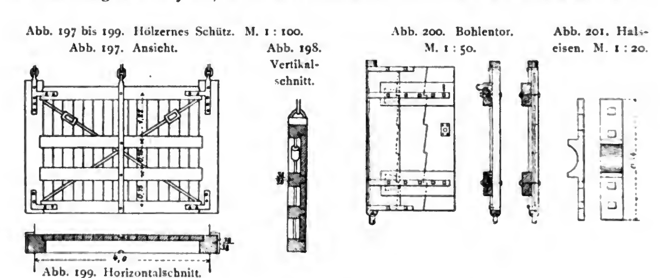


Abb. 197 bis 199. Hölzernes Schütz. M. 1 : 100. Abb. 197. Ansicht. Abb. 198. Vertikalschnitt. Abb. 199. Horizontalschnitt.

Abb. 200. Bohlentor. M. 1 : 50.

Abb. 201. Halseisen. M. 1 : 20.

geschlossen werden müssen, so sind die Verschlußvorrichtungen der Flußdeichsiele in der Regel nicht selbsttätig eingerichtet und können aus Schützen bestehen, die mittels Ketten nebst Windewellen oder Zahnstangen nebst Getrieben bewegt werden. Ist jedoch das Außenwasser häufigen und unerwartet auftretenden Schwankungen ausgesetzt, so sind Klappen und Tore, welche selbsttätig von dem Außenwasser geschlossen, von dem Binnenwasser jedoch bei fallendem Außenwasser wieder geöffnet werden, vorzuziehen.

Schütze. Die bei Sielen von mäßiger Weite vorkommenden Schütze werden gewöhnlich aus Bohlen mit Leisten oder, bei geringerer Größe, aus zwei sich kreuzenden Bohlenlagen hergestellt. Bei größerer Sielweite dagegen wird das Schütz aus wagerechten Riegeln und senkrechten Bohlen (Abb. 197 bis 199) oder besser aus Eisen mit Rollen und Gegengewichten hergestellt. Die aus I- oder ⊏-Eisen bestehenden Riegel werden dann an den Seiten und in den Achsen der Zugrichtung durch senkrechte Eisen miteinander verbunden und mit Blech verkleidet.

Tore. Bei kleineren Sielen kommen gewöhnlich Bohlentore, bei größeren dagegen hölzerne Riegeltore zur Verwendung. Die Bohlentore (Abb. 200) bestehen aus senkrechten, 36 bis 44 cm breiten und 5 bis 15 cm starken, zur Verhütung von Versackungen



unter sich durch Verzahnung verbundenen Bohlen, die durch eingelassene Leisten und eiserne, mit Schraubenbolzen befestigte Bügel miteinander verbunden sind. Die als Wendesäule dienende Bohle wird 3 bis 5 cm stärker als die übrigen gemacht, um den oberen und unteren Zapfen oder an Stelle des letztern besser eine Pfanne aufnehmen zu können; auch die als Schlagsäule dienende Bohle erhält oft eine größere Stärke. Das obere Halseisen (Abb. 201) ist gewöhnlich nur als einfacher Bügel ausgebildet.

Da diese aus Eichenholz herzustellenden Tore bei dem Fehlen wagerechter Riegel den Wasserdruck nur auf die Anlageflächen und nicht durch Stemmung auf die Wendenischen übertragen, so bedürfen sie nicht allein eines untern, sondern auch eines obern Anschlags.

Abb. 202. Drempeldreieck.

Die beiden Flügel der Bohlentore bilden in geschlossenem Zustand einen stumpfen Winkel derart miteinander, daß die Höhe des hierdurch gebildeten sog. Drempeldreiecks (Abb. 202), $\frac{1}{12}$ bis $\frac{1}{20}$ der Sielweite beträgt.

Diese Lage erklärt sich, wenn man bedenkt, daß zwei dicht schließende, in ein und derselben Ebene liegende Torflügel unbeweglich sein würden.

Bei größeren Weiten ordnet man Riegeltore an, die ähnlich wie die im folgenden Abschnitt besprochenen hölzernen Schleusentore konstruiert werden.

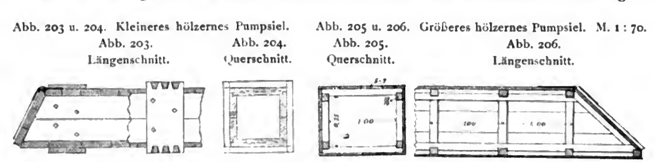
β) *Pumpsiele* finden hauptsächlich bei kleineren Deichen Verwendung und werden bei gutem Baugrund am besten massiv oder, bei geringerer Weite, aus Gußeisen, bei schlechtem Baugrunde dagegen aus Holz hergestellt.

Bei diesen Sielen besteht die Verschlußvorrichtung gewöhnlich aus einer um eine obere wagerechte Achse drehbaren Klappe, die aus zwei sich kreuzenden, mit hölzernen Nägeln verbundenen Bretterlagen oder aus Blechplatten hergestellt und entweder vor einer senkrechten oder besser vor einer schrägen, einen Winkel von 10° mit der Senkrechten bildenden Stirnfläche eingehängt wird.

Hölzerne Pumpsiele für geringe Weiten von 0,2 bis 0,5 qm bestehen aus 5 bis 8 cm starken Bohlen, um die einzelne Holzrahmen gelegt sind. Müssen die Seitenwände aus mehreren Bohlen zusammengesetzt werden (Abb. 203 u. 204), so sind diese, damit sie nicht eingedrückt werden, durch Schraubenbolzen an den Rahmen zu befestigen.

Abb. 203 u. 204. Kleineres hölzernes Pumpsiel. Abb. 203. Längenschnitt. Abb. 204. Querschnitt.

Abb. 205 u. 206. Größeres hölzernes Pumpsiel. M. 1 : 70. Abb. 205. Querschnitt. Abb. 206. Längenschnitt.



Für größere Weiten von 0,5 bis 1,5 qm werden 1 m voneinander entfernte, 10/10 cm starke Rahmen (Abb. 205 u. 206) außen mit 5 bis 7 cm starken Bohlen verkleidet und außerdem durch obere und untere Langschwellen miteinander verbunden. Hölzerne Pumpsiele sind in kleinen Deichen ohne jeden Grundbau herzustellen, ringsum mit einzustampfendem Ton zu umgeben und an der Außenseite mit einer kleinen Spund- und Flügelwand zu versehen, bei weichem Untergrund und größern Deichen jedoch auf die Holme einiger Grundpfähle zu legen, um die Zerstörung des Siels durch das ungleichmäßige Setzen des Deichs zu verhüten.

Massive Pumpsiele von 0,2 bis 0,6 m Weite werden entweder aus Sandsteinplatten (Abb. 207 u. 208) oder aus Ton-, Beton- und Zementrohren hergestellt, gewöhnlich ohne Grundbau verlegt, mit Ton rings umstampft und an den äußern Enden mit kleinen Spundwänden und hölzernen oder massiven Häuptern zur Anbringung der Klappen oder Schütze versehen. Bei ungünstigen Verhältnissen ist, wie in Abb. 207 dargestellt, eine Bettung auf einer Betonunterlage empfehlenswert.

Abb. 207 u. 208. Plattensiel. M. 1 : 200.
Abb. 207. Längenschnitt.

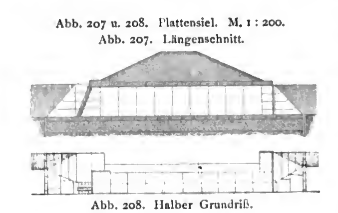
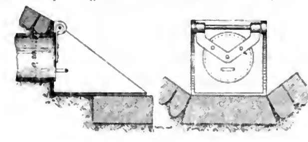


Abb. 208. Halber Grundriß.

Röhrensiele aus gußeisernen Muffenrohren (Abb. 209 u. 210) können bis zu 0,6 m Weite mit gußeisernen Stirnen und Vorböden oder auf einer Unterbettung von Beton mit massiven Häuptern hergestellt werden.

Abb. 209 u. 210. Gußeisernes Röhrensiel. M. 1 : 20.
Abb. 209. Längenschnitt. Abb. 210. Klappe.



γ) *Hölzerne Siele* werden gewöhnlich auf Pfählen gegründet und unter den beiden Böschungen des Deiches, sowie des Verkehrs wegen noch auf 3 bis 5 m Länge unter der Binnenberme, manchmal auch unter der Außenberme fortgeführt, so daß die den Witterungseinflüssen stark ausgesetzten Stirnwände und Vorsiele nur eine geringe Höhe und Länge erhalten, während das geschützte Hauptsiel sehr lang wird und der Deichkörper möglichst stark bleibt. Man unterscheidet Ständersiele und Balkensiele. Die ersteren, welche aus einzelnen mit Bohlen bekleideten starken Gebinden bestehen, sind im allgemeinen nicht empfehlenswert.

Abb. 211 bis 214. Balkensiel.
Abb. 211. Längenschnitt. M. 1 : 200.

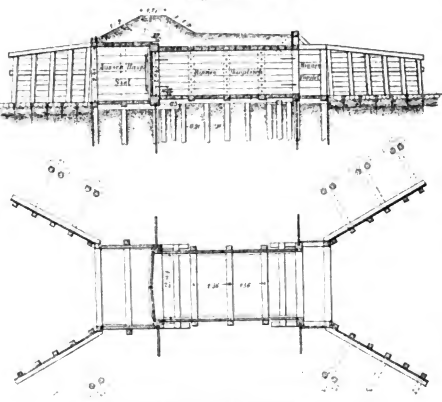
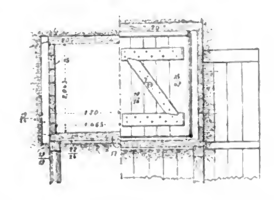


Abb. 212. Grundriß ohne die Bodenbalken. 1 : 200.

Die Balkensiele (Abb. 211 bis 214) werden ohne Bohlen nur aus Balken hergestellt, wobei der auf die Seitenwände ausgeübte Erddruck durch hinter den Wänden aufgestellte, 1,5 bis 2 m voneinander entfernte und mit jedem einzelnen Balken durch Schraubenbolzen verbundene Achterständer auf die Decken- und Bodenbalken übertragen wird.

Die den Deichkörper unterstützenden Deckbalken werden 20 bis 36 cm, die Balken der Seitenwände 15 bis 25 cm und die an ihren Enden auf Längsschwellen und Pfählen ruhenden Bodenbalken 17 bis 25 cm stark hergestellt. Die Fugen werden durch Löschpapier oder feines, trockenes Moos, die man zwischen den gestrichenen, frisch geteerten und fest zusammengetriebenen Berührungsflächen der Hölzer anbringt, wasserdicht gemacht.

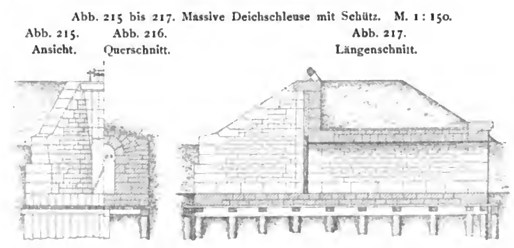
Abb. 213. Abb. 214.
Schnitt durch das Binnen- u. Außen-Hauptsiel.
M. 1 : 100.



Bei den Balkensielen, die wegen ihrer größern Dauer und ihrer glatten, der Bewegung des Wassers geringeren Widerstand bietenden Wände den Ständersielen vorzuziehen sind, muß man unter den Tor- bzw. Schützgebinden, sowie an den Enden des Bauwerks Spundwände anordnen. Die kurzen Vorsiele werden als aufgesetzte Bohlwerke hergestellt, welche durch Spreizen oder Erdanker gegen den Erddruck zu sichern sind.

δ) *Gemauerte bedeckte Siele* werden wie die hölzernen am besten mit einem möglichst langen, unter den Deichböschungen fortgeführten Hauptsiel ausgeführt, wodurch niedrige Stirnmauern und kurze Vorsiele entstehen. Die Verschlußvorrichtung gegen das Außenwasser, welche die ganze Öffnung bedeckt, legt sich in der Regel gegen die äußere Stirnfläche des Hauptsiels. Bei durch Schütze verschlossenen Flußdeichsielen (Abb. 215 bis 217) wird die Stirnmauer, auf der die Winde zum Bewegen des Schützes steht, bis zu der Deichkappe hinaufgeführt.

Abb. 215 bis 217. Massive Deichschleuse mit Schütz. M. 1 : 150.
Abb. 215. Ansicht. Abb. 216. Querschnitt. Abb. 217. Längenschnitt.



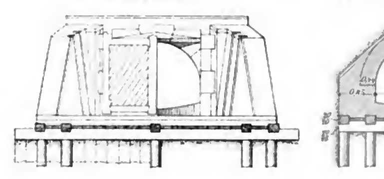
Wegen der leichten Ausführung und günstigen Widerlagsstärke wird das Gewölbe der massiven bedeckten Siele fast immer halbkreisförmig ausgeführt (vgl. Abb. 219). Die auf den Gewölben ruhenden, zur Begrenzung des Deichkörpers dienenden Brüstungsmauern (vgl. Abb. 217) sind, weil sie den Einwirkungen der Nässe und des Frostes sehr ausgesetzt sind, kräftig herzustellen. Die Ausführung der Gewölbe, ihrer Abdeckung, sowie der Widerlagsmauern erfolgt wie bei den in Kap. VII dieses Lehrbuchs besprochenen steinernen Brücken. In Rücksicht auf leicht eintretendes Setzen oder Ausweichen des Mauerwerks wird dieses besser aus wetterbeständigen Backsteinen als ganz aus Quadern hergestellt. Bei Weiten von 3 bis 5 m überträgt ein 1 bis 2 Stein starkes Gewölbe den Druck des Deiches völlig sicher auf die Seitenwände.

Die Wendenischen, der obere und untere Anschlag, die Dammbalkenfalze, die Abdeckungen der Mauern, sowie die am Anfang und Ende des Schleusenbodens sich befindenden Schwellen werden aus hartem Sandstein oder Granit hergestellt.

Der Boden massiver Siele wird bei hochliegendem tragfähigen Untergrund aus einem übermauerten und gewöhnlich ringsum von Spundwänden eingefaßten Betonbett gebildet, dessen Stärke sich nach dem bei der Ausführung, nach Auspumpen der Baugrube, zu erwartenden Wasserdrucke richtet und mindestens 0,8 m beträgt. Befindet sich der tragfähige Untergrund in größerer Tiefe, so wird in der Regel eine Pfahlrostfundierung (vgl. Kap. VI: Grundbau) ausgeführt, bei der die Pfahlreihen 0,8 bis 1,2 m und die Pfähle in diesen unter den Mauern 1 m, unter dem Sielboden dagegen 1,5 m voneinander entfernt stehen. Mit den Pfählen sind durch Zapfen die senkrecht zur Längsachse liegenden, 20/20 bis 28/28 cm starken Grundbalken verbunden, mit denen die darauf ruhenden 15/20 bis 20/25 cm starken Längsschwellen verkämmt werden (vgl. Abb. 218). Zwischen den Langschwellen wird der 6 bis 10 cm starke kieferne Bohlenbelag wasserdicht auf den Grundbalken verlegt und daselbst gut befestigt.

Abb. 218 u. 219. Massive Deichschleuse mit Tor. M. 1 : 100.

Abb. 218. Ansicht. Abb. 219. Querschnitt.



Zur Verstärkung des Bodens gegen den von unten nach oben wirkenden Wasserdruck dienen nötigenfalls mit den Grundbalken durch eiserne Bolzen verbundene Spannbalken, die 25 cm tief in die Seitenmauern reichen, und deren Zwischenräume ausgemauert werden, damit der Bohlenbelag vor der zerstörenden Wirkung des strömenden Wassers geschützt ist. Eine Sicherung des Bodens ohne Verwendung von Spannbalken kann auch durch Übermauerung des Bohlenbelags oder besser durch ein umgekehrtes Sohlengewölbe (vgl. Abb. 219) im Hauptsiel erfolgen.

Abb. 220 u. 221. Offene Deichschleuse. M. 1 : 150.

Abb. 220. Längenschnitt.

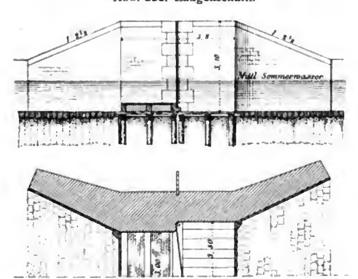


Abb. 221. Halber Grundriß.

Am Anfang und Ende des Siels, sowie unter den Toren sind 3 bis 4 m lange und 7 bis 10 cm starke, wasserdicht bis in den Bohlenbelag reichende Querspundwände anzubringen, von denen die letzteren, damit das Wasser keinen Weg hinter den Seitenmauern findet, als Flügelwände noch einige Meter in den Deichkörper reichen müssen.

ε) *Offene Deichschleusen* (Abb. 220 u. 221) bestehen aus zwei massiven, den Deichkörper begrenzenden Seitenwänden und einem wasserdicht hergestellten, etwas über der Sohle des Sieltiefs liegenden Boden. Als Verschlußvorrichtung dient in Fluß-

deichen ein Stemmtor, das bis 0,2 m unter die Deichkappe reicht und sich unten gegen das Drempeldreieck legt. Bei der abgebildeten offenen Deichschleuse von 3 m Lichtweite ist nur der Boden des mittleren, das Stemmtor enthaltenen Teils durch einen Pfahlrost mit Spannbalken gesichert, während der übrige Boden durch starke Sturzbetten geschützt wurde.

Wegen der kleinen Lichtweite kann die in diesem Falle gewählte, geringe Höhe des Drempeldreiecks allenfalls zulässig genannt werden; im allgemeinen erhalten aber die offenen Deichschleusen, weil kein oberer Anschlag für die Tore vorhanden ist, Drempeldreiecke, deren Höhe etwa $\frac{1}{6}$ der Lichtweite beträgt. Im folgenden Abschnitt werden wir diese Schleusen als »Schutzschleusen« wieder antreffen.

§ 58. Herstellung der Flußdeiche.

a) Vorbereitung der Deichbasis. Die eine innige, gegen Durchquellung sichernde Verbindung des Untergrunds mit dem Deichkörper ermöglichende Vorbereitung der Deichbasis besteht darin, daß man den Rasen abnimmt, alle Wurzeln beseitigt, Gräben und Vertiefungen von Schlamm reinigt und dann der ganzen Grundfläche durch Pflügen eine rauhe Oberfläche gibt.

Bei weichem Untergrunde wird der herzustellende Deich mit flachen Böschungen versehen, die das Gewicht des Deichkörpers auf eine breitere Fläche des Untergrunds übertragen und ein Heben des letzteren zu beiden Seiten des Dammes verhindern. Sicherer, aber auch kostspieliger ist es, den Deich bis auf den festen Boden durchzuschütten, indem man in der Mittellinie der künftigen Deichkrone einen Graben möglichst tief aushebt und über diesem die Dammerde viel höher als daneben aufbringt, wodurch diese versinkt und den weichen Boden nach den Seiten drängt.

Abb. 222. Deich mit Tonkern.

Zur Verminderung des Durchquellens ist die Einbringung eines 1 bis 2 m starken, möglichst tief hinabreichenden Kerns von tonigem Boden (Abb. 222) bei sandigem Gelände empfehlenswert, jedoch unentbehrlich, wenn die obere Bodenschicht wasserdurchlässig ist und einen tonigen Untergrund besitzt.

b) Die Deicherde besteht am besten aus dem schon früher erwähnten, in Norddeutschland Klei genannten Gemische von Ton- und Sandboden, welches jedoch keine fremden, nach dem Verfaulen Höhlungen in dem Deiche bildende Körper, wie Wurzeln, Hölzer u. dgl., enthalten darf. Reiner Ton schwindet bei großer Wärme, sowie bei Frost, wodurch sich Risse bilden, während reiner Sandboden Durchquellungen zuläßt und in durchweichtem Zustande zu Rutschungen neigt. Ein Sandgehalt von 15 bis 18% ist am wünschenswertesten.

Abb. 223. Sanddeich mit Tonschlag.

Steht jedoch nur Sand zur Herstellung des Deichs zur Verfügung, so wird letzterem am besten durch flachere Böschungen eine größere Stärke gegeben. Die Außenböschung derartiger Sanddeiche erhält eine fünf- bis sechsfache Anlage, während diejenige der aus einem Gemisch von Ton- und Sandboden hergestellten Kleideiche nur vierfach angelegt wird. Auch empfiehlt es sich, die Außenböschung mit einer 0,3 bis 1 m starken Schicht von Ton (Abb. 223) zu bedecken und diesen durch Rasen vor dem Wellenschlag zu schützen.

Die zur Herstellung des Deichs erforderliche Erde, welche nur in Notfällen aus dem Binnenland und niemals in der Nähe des Dammes entnommen werden darf, wird gewöhnlich aus dem Vorlande zwischen der Außenberme und dem Ufer aus einzelnen tieferen Gruben oder durch Abgrabung der höher gelegenen Flächen gewonnen.

c) **Die Schüttung der Deicherde** erfolgt in dünnen Lagen von 20 bis 40 cm Stärke, die entweder nach außen oder von der Mitte nach beiden Seiten abfallen, damit das Regenwasser während der Ausführung des Deiches abfließen kann. Wichtig ist es, die Lagen nur so stark zu machen, daß sie sich durch Stampfen und Abrammen mit zweimännigen Handrammen gut zusammenpressen lassen. Bei zähem Kleiboden mit hohem Tongehalt ist jedoch das »Reiten« der Deiche, also eine Dichtung durch über die Lagen geführte Pferde, vorzuziehen. Für ähnliche Zwecke hat man Scheibenwalzen, das sind eiserne Walzen, die aus großen und kleineren, miteinander abwechselnden Scheiben gebildet werden, mit Erfolg verwendet.

Der Krone des Deichs gibt man in Rücksicht auf dessen künftiges Setzen oder Sacken bei festem Untergrunde eine Überhöhung von $\frac{1}{12}$, bei weichem dagegen eine solche von $\frac{1}{8}$ bis $\frac{1}{4}$ der Höhe, wie dies in Abb. 190, S. 472 durch punktierte Linien angedeutet ist[77].

§ 59. Sicherung der Deichfläche und Unterhaltung der Flußdeiche.

a) **Die Sicherung der Deichfläche**[78] gegen die Angriffe durch Regen, Wellenschlag, Strömung und Eisgang erfolgt gewöhnlich mittels einer gut zu unterhaltenden Rasendecke, die man bei Winterdeichen auf der Außenböschung durch Deckrasen, auf der Krone und Binnenböschung mittels Besamung, bei den Sommer- und Überlaufdeichen dagegen sofort auf der ganzen Oberfläche durch Deckrasen herstellt. Dabei wird der Rasen in quadratischen Stücken von 25 bis 30 cm Seitenlänge und 7 bis 10 cm Stärke gestochen und auf die vorher abgerammten und geebneten Deichflächen mit dicht schließenden Fugen in Verband aufgebracht.

Abb. 224. Sicherung der Deichfläche durch Deckrasen.



Bei dem Verlegen der Rasen beginnt man an dem Böschungsfuß und läßt daselbst die unterste Lage in einen aus dem Boden gestochenen Keilspitt (Abb. 224) eingreifen. Für die einzelnen Rasenstücke sind rechteckige Kanten (Abb. 224 bei *a*) empfehlenswerter als schräge (Abb. 224 bei *b*). Nachdem die ganze Fläche mit Rasen bedeckt ist, wird dieser mit schweren Rasenschlägern festgeschlagen und mit feiner, etwaige Fugen ausfüllenden Erde überstreut. Die, eine Lage fruchtbaren Bodens verlangende Besamung muß so frühzeitig vorgenommen werden, daß die Begrünung noch vor dem Winter erfolgt.

Statt des Rasenbelags wird Steinpflaster nur auf der Außenböschung solcher Deichstrecken hergestellt, welche, wie die Schardeiche, einer starken Strömung oder, wie die Flügeldeiche, einem heftigen Eisgang ausgesetzt sind oder wegen ungenügenden Vorlands mit steiler Böschung angelegt oder aus Sand ohne genügende Kleidecke an größeren Flüssen hergestellt werden müssen. Derartige abgepflasterte Böschungen werden gewöhnlich mit $1\frac{1}{2}$- bis 2facher, zuweilen nur mit $\frac{1}{2}$- bis 1facher Anlage ausgeführt, wobei die zu verwendenden Steine um so stärker sein müssen, je steiler die Böschung zur Ausführung kommt.

[77] Vgl. auch in Kap. I, im I. Bd. dieses Lehrbuchs § 11, 2, a: »Schüttung der Dämme«, S. 44, sowie § 12, das »Setzen der Dämme«, S. 51.

[78] Vgl. Kap. I, § 13 »Befestigung der Böschungen«, S. 51.

Das Pflaster wird aus natürlichen Steinen in einer Stärke von 20 bis 40 cm auf einer 15 bis 30 cm starken Unterbettung von grobem Kies oder Steinschlag hergestellt. Besteht der Deichkörper aus Sand, so ist zur Verhütung von Ausspülungen eine mindestens 0,2 m starke Kleilage unter der Bettung zweckmäßig, wobei letztere grob genug sein muß, um nicht durch die Strömung und den Wellenschlag aus den Fugen des Pflasters herausgespült zu werden. Am besten wird dies dadurch verhütet, daß man die Steine in hydraulischen Mörtel oder in Kiesbeton versetzt.

b) Die Unterhaltung der Flußdeiche, welche den zu Deichgenossenschaften oder Deichverbänden zusammentretenden Besitzern der durch die Deiche zu schützenden Grundstücke obliegt, bezweckt hauptsächlich die Erzielung einer widerstandsfähigen Rasendecke, aus der wenigstens zweimal jährlich alles Unkraut zu entfernen ist. Ferner müssen an dem Deiche und in dessen unmittelbarer Nähe stehende Bäume, Hecken und Gesträuche entfernt werden, damit deren Schatten dem Austrocknen und die Wurzeln der Verstopfung entstandener Quellen bei der Deichverteidigung nicht hinderlich sind.

Größere, durch das Schwinden der Deicherde bei Wärme oder Frost entstandene Risse, sowie Maulwurfslöcher müssen aufgegraben und mit trockner Erde sorgfältig ausgestampft werden. Dient die Deichkrone als Fahrweg, so sind die Radspuren öfters auszubessern, sowie in längeren Zwischenräumen die niedergetretenen Kanten der Deichkrone zu erhöhen und die Sand- oder Kiesdecke zu ergänzen.

Muß bei älteren Deichen des Schwindens oder gesteigerten Hochwassers wegen eine Deichverstärkung vorgenommen werden, so erfolgt diese gewöhnlich durch Erhöhung und Verbreiterung der Deichkrone, sowie durch flachere Anlage der Außenböschung, während die Binnenböschung beibehalten wird. Dabei ist die erstere abzurasen, umzugraben und dann profilgemäß in dünnen Lagen zu erhöhen und von neuem zu berasen.

Damit der Strom sich dem Deiche nicht so sehr nähert, daß dieser zum Schardeiche wird, ist darauf zu achten, daß das Vorland stets die genügende Breite behält, was durch Flußregulierungsbauten, wie Uferdeckwerke, Buhnen und Parallelwerke (vgl. Abschnitt E: »Der Flußbau«), am sichersten erreicht wird. Da das Vorland am besten vom Ufer nach dem Deiche zu gleichmäßig ansteigt, so empfiehlt es sich, zu niedrige Teile des Vorlands aufzulanden, die zu hohen dagegen abzugraben.

§ 60. Die Deichverteidigung. Sobald das Hochwasser bis zur halben Höhe des Deiches angeschwollen und ein weiteres Steigen zu befürchten ist, beginnt die, alle für die Sicherheit des Deiches zu treffenden Maßnahmen und Arbeiten umfassende Deichverteidigung. Die Deichwachen, welche den Deich sowohl während des Tags, als auch während der Nacht in regelmäßigen Zwischenräumen zu begehen und die erforderlichen Arbeiten zu verrichten haben, treten in Tätigkeit, und die zur Deichverteidigung notwendigen Baustoffe werden herbeigeschafft.

Abb. 225. Böschungschutz und Quellkade.

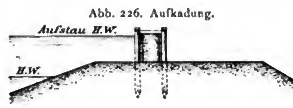
Bei der Deichverteidigung wird an den vor dem Winde liegenden gefährdeten Deichstrecken die Außenböschung zum Schutze gegen den Wellenschlag mit Faschinen (Abb. 225 links) bedeckt, welche wenigstens 0,3 m unter den Wasserspiegel reichen, mit steigendem oder fallendem Wasser höher bzw. tiefer gelegt und durch schräg eingeschlagene Buhnenpfähle mit oder ohne Würste befestigt werden. Statt der Faschinen kann man aus Weidenruten geflochtene, 4 bis 6 m lange und 0,6 bis 1,5 m breite Hürden, 10 cm starke, durch Strohseile oder Würste befestigte

Lagen Schüttstroh oder durch Pfähle befestigte Strohdecken verwenden. Vor dem Aufbringen dieser Bedeckungen müssen jedoch etwaige Löcher mit Dünger, Stroh, toniger Erde oder Sandsäcken ausgefüllt werden.

Eine größere Beschädigung der Außenböschung wird, wenn möglich, durch eine starke, durch Würste mit Pfählen befestigte Spreutlage von Faschinen, im Notfall durch mit Sandsäcken beschwerte Segel vor weiterem Abbruch gesichert. Auch kann durch Sandsäcke das entstandene Schölloch ausgefüllt werden.

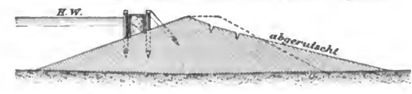
Die Stopfung größerer Quellen, welche an der Binnenseite des Deiches hervorbrechen, muß möglichst an der Außenböschung dadurch erfolgen, daß der Anfang der Quelle mit einem Sandsacke bedeckt wird. Ist jedoch diese Stelle nicht aufzufinden, so wird derjenige Teil der Außenböschung, von dem die Quelle vermutlich ausgeht, entweder mit Pfählen und Brettern begrenzt und mit Mist oder tonigem Boden bedeckt oder in größerer Ausdehnung mit Sandsäcken belegt. Gelingt auch hierdurch die Stopfung der Quelle nicht, so muß zur Verhütung einer weiteren Durchströmung an der Binnenböschung ein provisorischer, Quellkade genannter Fangdamm (vgl. Abb. 225 rechts) errichtet werden, der, aus zwei Holzwänden mit Erdfüllung bestehend, das hervorquellende Wasser aufstaut.

Abb. 226. Aufkadung.



Zur Verhütung des Überlaufs des Wassers bei Eisstopfungen werden auf der Deichkappe, 0,3 m von der Außenkante, Aufkadungen (Abb. 226) von 0,6 bis 1,0 m Höhe errichtet, die am besten aus zwei Reihen 0,6 m voneinander aufgestellter Bretter bestehen, deren Zwischenraum mit Mist oder Erde auszufüllen ist.

Abb. 227. Verstärkung des Deiches durch einen Fangdamm.



Wird der Fuß eines Schardeichs durch heftige Strömung unterwaschen, so daß Absackungen der Außenböschung eintreten, so ist ein neuer, provisorischer Deichfuß durch Einwerfen von Senkfaschinen zu bilden. Besteht der Deichkörper aus sandiger Erde und ist er längere Zeit dem Hochwasser ausgesetzt gewesen, so können Absackungen der Binnenböschung entstehen, die eine Verstärkung des Deiches nötig machen. Diese erfolgt durch einen auf der Außenböschung herzustellenden Fangdamm (Abb. 227), der den geschwächten oberen Teil des Deiches entlastet.

Abb. 228 u. 229. Deichbrüche.

Abb. 228.

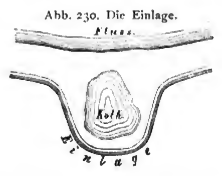
Abb. 229.

Ist ein Deichbruch erfolgt oder zu erwarten, so sind Alarmzeichen zur Rettung der Bewohner und zur Herbeirufung weiterer Hilfe zu geben. Um den Bruch auf eine kurze Länge einzuschränken, müssen die Enden des durchbrochenen Deiches durch Senklagen aus Faschinen, durch Senkfaschinen oder Sandsäcke möglichst rasch befestigt werden. Ein Deichbruch wird Grundbruch (Abb. 228) genannt, wenn, was am häufigsten vorkommt, nur die Deichbasis oder der Untergrund, Strombruch (Abb. 229) dagegen, wenn auch das Vorland zwischen Fluß und Deich

durch das Hochwasser weggerissen wurde, so daß das wieder gefallene Wasser des Flusses in das Binnenland strömt. Ist die Deichbasis nicht beschädigt, so spricht man von einem gewöhnlichen Deichbruch. Wird nur die Deichkappe durch Überlauf oder heftigen Wellenschlag fortgeschwemmt, so entsteht eine Kappstürzung, die mittels Faschinen und Sandsäcken auszubessern ist.

Die Wiederherstellung des Deiches nach einem erfolgten Deichbruch wird am besten durch die Einlage (Abb. 230), d. h. dadurch hergestellt, daß man den durch die heftige Durchströmung gebildeten tiefen Kolk zur allmählichen Verschlickung außerhalb des neu herzustellenden Deiches liegen läßt. Erstreckt sich jedoch der Kolk sehr weit in das Binnenland hinein oder ist er nicht zu tief, so ist die Durchdeichung, d. h. die Beibehaltung der früheren Lage des Deiches, vorzuziehen. Bei Ausführung einer Durchdeichung wird der Kolk zuerst mit zwei bis an den Wasserspiegel reichenden Sperrdämmen, mindestens aber mit einem solchen Damm durchquert. Diese aus Sinkstücken oder aus Packfaschinen (mitunter aus Steinwürfen) unter den Außenbermen des demnächstigen Deiches erbauten Dämme ermöglichen den unteren Teil des Deiches in ruhigem Wasser zu schütten.

Abb. 230. Die Einlage.



Gewöhnlich beginnt die Wiederherstellung des Deiches erst dann, wenn das Vorland wasserfrei ist und die Gewinnung der erforderlichen Deicherde wieder zuläßt. Doch kann die Schließung eines Deichbruchs auch schon früher nötig werden, um bei einem Strombruche das weitere Eindringen des Wassers in das Binnenland zu verhindern.

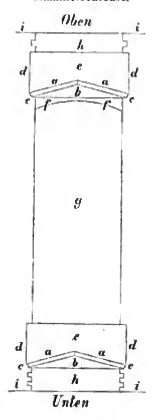
G. Fluß- und Kanalschleusen.

§ 61. Die Schiffsschleusen im allgemeinen. Ein Bauwerk, das zwei Wasserflächen von verschiedener Spiegelhöhe durch eine verschließbare, Schiffe durchlassende Öffnung miteinander verbindet, wird Schiffsschleuse oder Schiffahrtsschleuse genannt. Während die zur Kanalisierung von Flüssen (vgl. § 41) erbauten Schleusen hauptsächlich dazu dienen, die durch die Wehranlagen geschaffenen Anstauungen für die Schiffe fahrbar zu machen, sollen bei den Kanälen die Schiffahrtsschleusen vorzugsweise die geringe Menge verfügbaren Wassers in einzelne wagerechte Haltungen einschließen und am Abfließen hindern.

a) Die verschiedenen Teile einer Schleuse (vgl. auch § 26c) sind das Haupt bzw. die Häupter, d. h. die festen Umrahmungen der Durchfahrtöffnungen, einschließlich der zu ihrer zeitweiligen Absperrung dienenden Verschlußvorrichtungen, sowie, wenn eine solche vorhanden ist, die zwischen beiden liegende Kammer, nach der eine solche Schleuse Kammerschleuse genannt wird. Die Kammer, die das zu schleusende Schiff aufnimmt, kann, wie schon früher ausgeführt, nach Belieben mit dem Ober- oder Unterwasser in Verbindung gesetzt werden, wobei das Fahrzeug entweder auf den höheren Wasserstand gehoben oder auf den niedrigeren gesenkt wird. Die gewöhnlich aus zwei um eine senkrechte Achse drehbaren Torflügeln, ferner aus zwei Torsäulen und einer Schlagschwelle bestehende Verschlußvorrichtung heißt das Tor der Schleuse oder das Schleusentor. Man nennt jedoch abkürzend die Torflügel gewöhnlich Tore.

Die Benennungen der einzelnen Teile einer gewöhnlichen **Kammerschleuse** (Abb. 231)[79], sind folgende. Jeder der beiden Flügel *aa* des Tores lehnt sich mit seinen Unterkanten gegen die auch **Drempel** genannte **Schwelle** *b* und mit den Hinterkanten gegen die **Wendenischen** *c*. Nach erfolgtem Öffnen liegen die Flügel in den **Torkammernischen** *d*, welche zu beiden Seiten die **Torkammer** *e* begrenzen, deren Grundfläche **Torkammerboden** heißt. Zwischen dem bei Fluß- und Kanalschleusen gewöhnlich nach unten hin durch einen **Abfallboden** oder eine **Abfallmauer** *f* begrenzten Drempel des oberen Tors und der unteren Torkammer liegt die **Kammer** *g*. Außerhalb der oberen Torkammer und des unteren Drempels liegen fast immer die **Vorschleusen** *h*, bei denen man die obere und untere unterscheidet. Ebenso teilt man die beiden Häupter in das **Oberhaupt** *heb*, sowie das **Unterhaupt** *ebh* mit den etwaigen Flügelmauern *i* ein.

Abb. 231. Gewöhnliche Kammerschleuse.



b) Die verschiedenen Arten von Schiffsschleusen. Nach dem Zweck, sowie nach der Größe und Gestaltung der Kammern unterscheidet man:

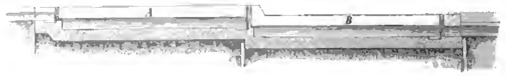
α) *Die einfache Kammerschleuse* gestattet den Schiffen jederzeit die Durchfahrt mittels Durchschleusens, kann jedoch nur nach einer Seite hin höheres Wasser **kehren**, d. h. halten; sie besteht, wie oben ausgeführt, aus der Kammer und zwei Häuptern mit je einem Tor.

β) *Doppel- oder Zwillingsschleusen* entstehen, wenn Schleusen von gleichen Abmessungen miteinander vereinigt werden; auch können, zur rascheren Beförderung von Schiffen verschiedener Größe, die nebeneinander liegenden Schleusen verschiedene Abmessungen erhalten.

Abb. 232. Kammerschleuse für zwei nebeneinander liegende Schiffe.

γ) *Kammerschleusen für zwei nebeneinander liegende Schiffe und Kesselschleusen.* Bietet eine Kammerschleuse für zwei nebeneinander liegende Schiffe Raum, so erhält sie die in Abb. 232 dargestellte Anordnung, im übrigen aber die Einrichtung der gewöhnlichen Kammerschleuse. Eine Schleuse, deren Kammer in ähnlicher Weise eine größere Anzahl Schiffe aufnehmen kann, wird **Kesselschleuse** genannt. Schleusen für zwei nebeneinander liegende Schiffe werden in neuerer Zeit selten gebaut.

Abb. 233. Kuppelschleuse.



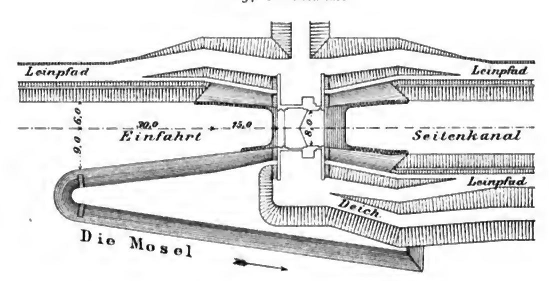
δ) *Die Koppel- oder Kuppelschleusen.* Muß nach einer Richtung hin ein größeres Gefälle überwunden werden, als mit einer einfachen Kammerschleuse möglich

[79]) Die Abb. 231 bis 233, 235, 236, 242 bis 256 und 258 bis 260 sind dem »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, 4. Aufl. 1904, III. Teil dem von Geh. Marine-Baurat L. BRENNECKE verfaßten und bei der Bearbeitung des vorliegenden Abschnitts benutzten Bd. VIII: »Die Schiffsschleusen« entnommen.

ist, so kann man zwei oder mehrere solcher derart hintereinander legen, daß das Unterhaupt der oberen Schleuse zugleich Oberhaupt der unteren ist (Abb. 233).

ε) *Die Schutz-, Sperr- oder Dockschleuse* (Abb. 234), welche als Fluß- und Kanalschleuse ausnahmsweise vorkommt, soll nur nach einer, der Außenseite, und bloß zeitweilig höheres Wasser kehren, sonst aber offen stehen und freie Durchfahrt gestatten. Die Schutzschleuse besteht demgemäß nur aus einem Haupt mit einem Tor. Den Namen Dockschleusen tragen diese Schleusen, weil man in England die Hafenbecken, in denen man mittels einhäuptiger Schleusen einen gleichmäßigen Wasserstand erhält, Docks nennt.


Abb. 234. Schutzschleuse.



ζ) *Die Zugschleusen.* Da mit der Zunahme der Schleppschiffahrt die Doppelschleusen nicht mehr genügten, so stellte man, wie bereits erwähnt, sog. Zugschleusen, d. h. Schleusen mit drei Häuptern hintereinander, her, bei denen je nach Bedarf entweder die ganze Kammerlänge zwischen den beiden äußern Toren oder nur der zwischen dem mittlern Tor und einem der beiden äußern gelegene Teil benutzt wird.

Einige andere, jetzt veraltete Schleusenarten sollen nur kurz erwähnt werden. Es sind: die mit drei Häuptern versehene Weichenschleuse, die Sackschleuse, bei welcher die beiden Häupter nebeneinander liegen, die Wendeschleuse, bei der die Größe der Kammer das Umwenden der Kähne ermöglicht usw.

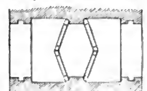
c) **Kanal- und Flußschleusen** werden mit seltenen Ausnahmen als Kammerschleusen erbaut, wobei die Kanalschleusen in der Regel eine Abfallmauer oder einen Abfallboden haben, während Flußschleusen sowohl wagerechte Böden als auch Abfallmauern erhalten.

Selbst bei großen Gefällen wurde früher die gewöhnliche Kammerschleuse ausschließlich angewandt, indem man entweder eine größere Anzahl Einzelschleusen mit kurzen Haltungen anordnete oder mehrere Schleusen zu einer Schleusentreppe (s. Abb. 233) kuppelte, die zwar weniger Mauerwerk und Tore bedarf, aber sehr viel Wasser erfordert und große Zeitverluste für das durchzuschleusende Schiff bedingt. In neuerer Zeit werden zur Überwindung starker Gefälle künstliche Schiffshebewerke (vgl. § 65) verwendet, die eine bedeutende Wasser- und Zeitersparnis herbeiführen.

Wegen des gesteigerten Verkehrs auf den Kanälen mußten die einfachen Kammerschleusen durch Schleusen mit verbreiterter Kammer (s. Abb. 232), durch Doppelschleusen oder durch Zugschleusen ersetzt werden. Man vergleiche hierzu den § 36 des Abschnitts D.

Längere, dem Hochwasser entzogene Seitenkanäle der Flußkanalisierungen, bei denen Schleusen mit drei Häuptern nicht selten angewendet werden, erhalten an ihrem oberen Ende stets eine Schutzschleuse (s. Abb. 234), die aus einem Schleusenhaupt mit einem gegen das Hochwasser des Flusses kehrenden Tore besteht. Am untern Ende der Seitenkanäle dagegen wird häufig die Schutzschleuse mit der dem Flusse zunächst gelegenen Kammerschleuse vereinigt, die dann ein Unterhaupt mit zwei Toren (Abb. 235) erhält. Für die Schleusen der Flußkanalisierungen vgl. § 41, S. 433.

Abb. 235. Schleusenhaupt mit zwei Toren.



d) Die Abmessungen der Schiffsschleusen richten sich nach der Größe, welche die durchfahrenden Schiffe besitzen und nach dem bei der Durchschleusung nötigen Spielraum, welcher auf jeder Seite des Schiffs bei Kanalschleusen 0,1 bis 0,2 m, bei Flußschleusen 0,15 bis 0,3 m beträgt. Der von dem Tiefgang und dem etwaigen Schwanken der Schiffe von vorn nach hinten abhängige Spielraum nach der Tiefe muß bei Kanal- und Flußschleusen 0,2 bis 0,5 m betragen und auch bei dem kleinsten die Schiffahrt noch gestattenden Wasserstand vorhanden sein. Bei wichtigen Schiffahrtskanälen ist auf eine spätere Vertiefung der Kanäle Rücksicht zu nehmen; ferner ist, um das Ein- und Ausfahren der Schiffe zu erleichtern, die Tiefe reichlich zu bemessen.

Der Spielraum zwischen der Länge des Schiffs, bei welcher diejenige des Steuerruders gewöhnlich nicht mitgerechnet wird, und den Begrenzungen der nutzbaren Länge der Schleusenkammer kann bei Kanalschleusen im ganzen zu 0,5 bis 1,0 m, bei Flußschleusen zu 1,0 bis 1,5 m angenommen werden. Ist das Speisewasser für einen Kanal knapp bemessen, so darf man den Spielraum für die Breite und Länge verringern, denjenigen nach der Tiefe dagegen nicht einschränken.

§ 62. Der Schleusenkörper[80]) umfaßt die festen Teile einer Schleuse im Gegensatze zu den beweglichen, d. h. den Toren nebst ihrem Zubehör. Während die Bauweise durch die Beschaffenheit des Untergrunds bedingt wird, hängt die Wahl des Baustoffs von der größeren oder geringeren Bedeutung der Schleuse, d. h. von dem Grade der verlangten Dauerhaftigkeit ab.

Erhalten die beiden Häupter an der Kammerseite durch Querspundwände genügenden Abschluß, so brauchen, wenn das Vorhandensein steiler Kammerwände zur möglichsten Beschränkung der zum Durchschleusen erforderlichen Wassermenge und Zeit nicht nötig ist, die alsdann zulässigen Böschungen der Kammer nur in einfacher Weise gegen die Angriffe des beim Füllen und Leeren oder durch Wind bewegten Wassers gesichert zu werden; dasselbe gilt auch von dem Kammerboden.

Als Baustoffe werden hauptsächlich Steine und hydraulischer Mörtel, sowie Holz und Eisen verwendet. In neuerer Zeit wird der Beton nicht nur zur Schüttung der Böden unter Wasser, sondern auch zur Herstellung der Seitenwände, der schnelleren Herstellung und größeren Dichtigkeit wegen, häufig dem Mauerwerk vorgezogen. Von Steinen verwendet man die gewöhnlichen Backsteine zur Herstellung von Hintermauerungen, glashart gebrannte Klinker für die Verblendung der äußeren Mauerflächen und lagerhafte, wetterbeständige Werksteine für alle Kanten, Vorsprünge und besondere Sicherheit erfordernden Teile. Ungleiches Setzen des Mauerwerks befürchtend hat man zur Verkleidung der Wendenischen, Ecken usw. mitunter Gußeisen verwendet.

---

[80]) Wegen der »Bestimmung der Form und Stärke der Seitenwände« siehe »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, 4. Aufl. 1904, III. Teil, Bd. VIII, S. 26 bis 51.

Von Hölzern sind alle Nadelhölzer, besonders Kiefernholz, zu den Rammpfählen, sowie zu den Spund- und Belagbohlen verwendbar, während zu allen starkem Druck und Stoß, der Wasserbewegung und zeitweilig der Luft ausgesetzten Teilen hartes, gewöhnlich Eichenholz, zu nehmen ist. Vorzüge hölzerner Schleusen sind Billigkeit, rasche Herstellung und das bei schlechtem Untergrunde sehr erwünschte geringe Gewicht.

Das Eisen dient nur bei den Toren als selbständiger Baustoff, während es bei dem festen Schleusenkörper bloß zur Verbindung anderer Stoffe, besonders der Hölzer, sowie neuerdings als Einlage in den Beton zur Vergrößerung der Zugfestigkeit benutzt wird.

a) Füllen und Leeren der Kammer. Um den Wasserstand in der Kammer nach Bedürfnis mit dem Ober- oder Unterwasser auf ein und dieselbe Höhe bringen zu können, müssen alle Kammerschleusen mit dicht verschließbaren, leicht und rasch zu öffnenden und zu schließenden, zwischen der Kammer und dem Ober- sowie Unterwasser befindlichen Öffnungen versehen sein. Zu dieser Verbindung zwischen der Schleusenkammer und den beiden benachbarten Wasserständen dienen Schützöffnungen in den Toren, Umlaufkanäle mit möglichst glatten Wänden und sanften Biegungen in oder hinter den Seitenwänden, sowie Grundläufe in der Sohle des Bauwerks.

Liegen die Schützöffnungen ganz unter dem Unterwasser, so berechnet sich bei Schleusen mit lotrechten Seitenwänden die zum Füllen der Schleusenkammer erforderliche Zeit t (Sekunden) wie folgt:

Es bezeichnet für Metermaß

- G die Grundfläche des zwischen den Toren gemessenen Wasserspiegels,
- F den Gesamtquerschnitt der Schützöffnungen,
- h den Höhenunterschied zwischen Oberwasser- und Unterwasserspiegel,
- μ die Ausflußzahl.

Anfänglich ist die Druckhöhe $= h$, also die Ausflußgeschwindigkeit $= \sqrt{2g \cdot h}$, sie nimmt aber nach und nach ab und wird gleich Null, wenn die Kammer gefüllt ist. Als Mittelwert setzt man $\frac{1}{2}\sqrt{2g \cdot h}$. Das ist nur ein Näherungswert, aber gut gewählt.

Unter dieser Annahme fließen in t Sekunden $t \cdot \mu \cdot F \cdot \frac{1}{2}\sqrt{2g \cdot h}$ cbm aus und es folgt aus $G \cdot h = t \cdot \mu \cdot F \cdot \frac{1}{2}\sqrt{2g \cdot h}$

$$t = \frac{2\,G \cdot h}{\mu \cdot F \cdot \sqrt{2g \cdot h}} = \frac{2\,G \cdot \sqrt{h}}{\mu \cdot F \cdot \sqrt{2g}}. \tag{27}$$

Für Schützöffnungen kann man $\mu = 0{,}60$, für Umläufe etwas weniger annehmen.

Unsere Formel läßt sich auch bei der Berechnung der zur Entleerung der Kammer erforderlichen Zeit benutzen, so lange die Öffnungen ganz unter dem Unterwasser liegen [81]).

Aus obiger Formel kann die für eine bestimmte Füllungs- und Entleerungszeit von gewöhnlich 4 bis 5 Minuten erforderliche Größe der Schützöffnungen berechnet werden, deren Höhe für gewöhnliche hölzerne Tore nicht über 0,5 bis 0,6 m und deren Breite nicht größer als 1 m anzunehmen ist.

Da eine Reparatur der Umlaufkanäle mit Schwierigkeiten verbunden ist, so werden in der Regel bei den Unterhäuptern der Kanalschleusen die auch billigeren Schütze den Umlaufkanälen vorgezogen, während diese bei den Oberhäuptern besonders dann angewendet werden, wenn die Schützöffnungen die niedrigern Obertore zu sehr schwächen, oder wenn sie höher als das Unterwasser liegen würden. Werden Umläufe symmetrisch und so angeordnet, daß sie dicht über dem Torkammerboden beginnen und möglichst

[81]) Für das Füllen und Leeren von Kammern mit geböschten Wandungen vgl. »Elemente des Wasserbaues«, S. 323.

nahe dem Boden der Schleusenkammer ausmünden, so vernichten sich die beiden Wasserstrahlen bei gleichzeitig geöffneten Umläufen, weshalb diesen dann eine größere Weite gegeben werden darf, als sie bei Torschützen zulässig wäre.

Die in der Kanalsohle liegenden Grundläufe sind bei gemauerten Sohlen empfehlenswert, wenn das Bauwerk auf Fels- oder Tonboden steht und deshalb im Trocknen ausgeführt werden kann. Für den Querschnitt empfehlen sich der bequemeren Ausführung wegen sowohl bei den Grundläufen als auch bei den Umläufen rechteckige, oben abgerundete, oder eiförmige Begrenzungen. Im allgemeinen werden große Umläufe höher als breit, große Grundläufe dagegen breiter als hoch hergestellt, um die Stärke der Seitenwände bzw. die Fundierungstiefe nicht unnötig zu vergrößern.

Sind die Querschnitte der Grundläufe so groß, daß bei Einführung der ganzen Wassermenge durch nur eine Öffnung die ruhige Lage der in der Schleusenkammer befindlichen Schiffe zu sehr gestört würde, so versieht man den Hauptkanal mit einer größeren Anzahl möglichst unmittelbar über der Sohle der Kammer in diese mündender Stichkanäle, die aus tönernen oder gußeisernen Röhren bestehen und, wenn in beiden Seitenwänden Umläufe vorhanden sind, einander gegenüber münden müssen, damit die Strömungen sich gegenseitig vernichten.

Dienen Stichkanäle als Spülvorrichtungen zur Reinhaltung der Schleusenböden, d. h. zur Beseitigung von Ablagerungen, so darf, zur Erzeugung möglichst kräftiger Strömungen, der Gesamtquerschnitt der Stichkanäle nicht größer als der Querschnitt des zuführenden Hauptkanals sein. Auch müssen die Stichkanäle so angeordnet werden, daß die gesamte Wassermenge die zu spülende Bodenfläche bestreicht; sie dürfen daher nie höher als breit sein, weil sonst die oberen Wasserschichten den Boden nicht treffen.

b) Die Schleusenböden werden in steinerne und hölzerne eingeteilt, je nachdem die wesentlichsten Bauteile aus Stein oder Holz hergestellt sind. Bevor auf Einzelheiten eingegangen wird, ist zu bemerken, daß die Böden in der Regel einer eigenartigen Beanspruchung unterliegen. Wenn der Untergrund mit Wasser durchtränkt ist, was gewöhnlich der Fall, sind die Böden einem von unten nach oben gerichteten Wasserdruck, einem sog. Auftriebe, ausgesetzt. Das erklärt sich, wenn man bedenkt, daß die Seitenmauern den im Wasser von vorn herein vorhandenen Druck durch Belastung steigern, während im Bereiche der Böden eine Entlastung stattgefunden hat. Der Druck des unter den Seitenmauern befindlichen gepreßten Wassers teilt sich den benachbarten Wassermassen wenig vermindert mit und wirkt nach allen Richtungen. Das Wasser ist also bestrebt, die Schleusenböden zu heben. Auch beim Bau der Schleusen hat man an der Sohle der Baugruben einen Auftrieb nicht selten beobachtet; es ist schon vorgekommen, daß daselbst der Untergrund sich nebst den Pfählen eines angefangenen Pfahlrostes gehoben hat.

α) *Die steinernen Böden*, welche, seitdem die Herstellung und Versenkung großer Betonmassen ermöglicht wurde, namentlich für größere Schleusen häufig die Holzböden verdrängten, kommen zur Anwendung, wenn der feste Untergrund nicht viel unter der Schleusentiefe liegt, oder wenn bei großen Schleusen ein Holzboden zu unsicher ist. Damit bei tiefer liegendem festen Untergrund ein aus Beton bestehender Steinboden nicht zu stark wird und um diesen gegen Zugspannungen widerstandsfähiger zu machen, werden neuerdings Schleusenböden aus Beton mit Eiseneinlagen hergestellt.

Auch bei den Steinböden empfiehlt es sich, alle vorspringenden Kanten und Flächen, wie z. B. die Drempel, die Begrenzung der Vorböden gegen die Torkammerböden usw., aus sehr festen Quadern herzustellen. Neuerdings wird auch Eisen zum Schutz der Kanten verwendet. Während sämtliche Teile des Bodens der Häupter von Fluß- und

Kanalschleusen eine wagerechte Begrenzung erhalten, können die Kammerböden als verkehrte Gewölbe (Abb. 236) gebildet werden, denen die Seitenmauern als Widerlager dienen.

Da ein zusammenhängender, sorgfaltig aus Mauerwerk oder Beton in genügender Dicke hergestellter Boden als völlig dicht gegen die vorkommenden Wasserdrücke angesehen werden darf, so braucht hier nicht wie bei Holzböden an jeder Stelle, wo darüber eine ungleiche Wasserhöhe vorkommt, eine Querspundwand unter dem Schleusenboden angeordnet zu werden, sondern es genügt zur Sicherheit, daß das Oberwasser nicht unter dem Boden hindurch nach dem Unterwasser dringe, nur je eine Querspundwand am obern und untern Ende des einheitlichen Bodens. An diese Querspundwände dicht anschließend sind, da die Herstellung des Bodens, namentlich bei Betongründung unter Wasser, die Umschließung des ganzen Bettes fordert, fast stets auch Längsspundwände anzuordnen.

Abb. 236. Halber Schnitt durch eine Schleusenkammer. M. 1 : 400.



Abb. 237 u. 238. Schutzschleuse. M. 1 : 200.

Abb. 237. Längenschnitt.

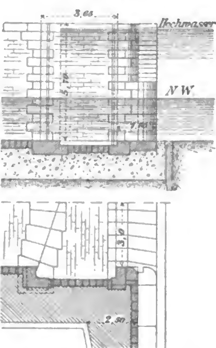


Abb. 238. Halber Grundriß.

Da guter Beton den Angriffen, welchen ein Schleusenboden ausgesetzt ist, allein zu widerstehen vermag, so brauchen Betonböden nur in den Drempeln der genauen Form wegen übermauert zu werden.

Eine besonders sorgfältige Bearbeitung erfordert der Drempel, damit die einzelnen, möglichst groß herzustellenden Steine durch das Anschlagen der Tore nicht verschoben werden. Bei Schleusen mit geraden Toren wird der Fugenschnitt rechtwinklig zu den Anschlagslinien des Drempels angeordnet; auch fächerartig liegende Fugen kommen vor, wie dies der Grundriß (Abb. 238) einer 6 m weiten Schutzschleuse, an die sich die Kammerschleuse einer Flußkanalisierung anschließt, und die in Abb. 237 im Längenschnitt dargestellt ist, zeigt.

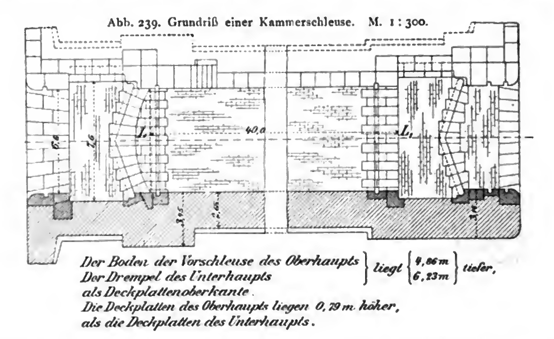
Die senkrechte Hohe des Drempels über dem Torkammerboden ist so zu bemessen, daß sowohl genügender Spielraum zur Bewegung der Torflügel als auch die zum dichten und sichern Anschlag an den Drempel erforderliche Höhe, d. h. der sog. Drempel- oder Toranschlag, vorhanden ist. Da jener Spielraum, auch in Rücksicht auf eine etwaige Aufschlickung des Torkammerbodens, 15 bis 30 cm beträgt und der Toranschlag kleiner bis mittelgroßer Schleusen 10 bis 20 cm Höhe verlangt, so ist demnach der Drempel im ganzen 25 bis 50 cm über den Torkammerboden zu legen.

Die Abfallmauer oder der Übergang vom Oberdrempel zum Kammerboden soll sich als wagerechtes Gewölbe gegen die Seitenmauern stützen (Abb. 239) und ohne die früher mitunter angewandte Neigung senkrecht abfallen. Die oberste Steinschicht ist zweckmäßigerweise zugleich für den Drempel zu benutzen und aus 1 bis 1,5 m langen und etwa 0,6 m hohen Steinen herzustellen. Bei großem Gefälle wird der Abfall geteilt, indem dessen oberer Teil oberhalb der Torkammer angebracht wird (Abb. 240 u. 241).

β) *Hölzerne Böden.* Schleusen, die wegen der tiefen Lage des festen Untergrunds auf Pfahlrost gegründet werden und nicht weiter als 15 m sind, erhalten am besten hölzerne Böden, bei denen zu allen Holzteilen, außer den aus möglichst gutem

Eichenholz herzustellenden Drempelhölzern, Kiefernholz zu verwenden ist[82]. Dabei muß der auf den Pfählen ruhende Rost nebst dem Bohlenbelag eine völlig wasserdichte, fest

Abb. 239. Grundriß einer Kammerschleuse. M. 1 : 300.



zusammengefügte Fläche bilden und in seinen dem Auftrieb ausgesetzten Teilen durch eine Anzahl quer durch die Schleuse gehender und bis unter die Wände greifender Spannbalken gegen das Heben bei starkem Wasserdruck gesichert werden.

Abb. 240 u. 241. Teilung des Abfalls. M. 1 : 200.

Abb. 240. Längenschnitt durch das Oberhaupt.

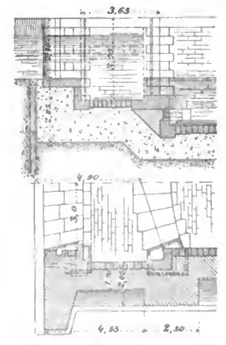


Abb. 241. Halber Grundriß.

Alle hölzernen Schleusenböden müssen sowohl an den Enden der Schleusen als auch unter jedem Drempel mit sorgfältig hergestellten, dicht schließend mit der Unterseite des Schleusenbodens verbundenen Spundwänden versehen werden, die beim Überdruck des Wassers verhindern, daß dieses sich einen Weg unter dem Bauwerke sucht.

Die Grundbalken werden hochkantig hergestellt und reichen, am besten quer durch die ganze Schleusenbreite hindurchgehend, in den Hauptteilen des Schleusenbodens bis unter die Seitenmauern. Etwa nötig werdende, immer auf einen Pfahl treffende und die Schleusenmitte vermeidende Stöße sind zu versetzen und durch Eisenschienen zu verstärken.

Rechtwinklig zu den Grundbalken und mit diesen verkämmt sind die Zangen (vgl. Abb. 242) aufzubringen, welche da, wo sie unter dem Mauerwerk liegen und besonders starkem Zuge zu widerstehen haben, so stark herzustellen sind, daß sie um ein oder zwei Backsteinstärken über den Rostbelag vortreten, während sie, unter den Spannbalken liegend, mit dem Belag bündig sein müssen.

In den etwa 1,5 m betragenden Zwischenraum je zweier benachbarten Zangen werden die 10 cm dicken Bohlen des Bohlenbelags dicht aneinander schließend gelegt und

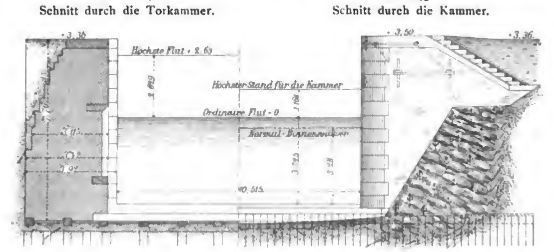
[82]) L. Franzius, »Der Wasserbau« im Handb. d. Bauk., Berlin 1890, Abt. III, Heft 2, S. 101.

mit starken Nägeln auf den Grundbalken befestigt. Die Dichtigkeit des Holzbodens wird nicht unwesentlich verstärkt, wenn man die obere Erdschicht zwischen den Pfählen in 0,6 bis 0,8 m Höhe entfernt und diesen Raum vor Aufbringung des Bohlenbelags mit fest eingestampftem Ton ausfüllt.

Die nur in den dem Auftriebe ausgesetzten Bodenteilen erforderlichen Spannbalken greifen 0,6 m unter die Seitenmauern und liegen genau über den Grundbalken, mit denen sie durch Bolzen fest zu verbinden sind. Zum Schutze des Holzwerks wird der Raum zwischen den Spannbalken gewöhnlich mit Backsteinen ausgemauert.

Der den wichtigsten Teil des Holzbodens bildende Drempel kann aus Holz ebenso dauerhaft und leichter wasserdicht hergestellt werden, als ein steinerner Drempel auf Holzboden, und erhält eine Höhe von höchstens 40 cm.


Abb. 242 u. 243. Querschnitt einer Kammerschleuse mit hölzernem Boden. M. 1 : 200.
Abb. 242. Schnitt durch die Torkammer. Abb. 243. Schnitt durch die Kammer.



Über Verwendung des Eisenbetons bei den Böden und Seitenwänden der Schiffsschleusen ist folgendes zu bemerken: »In erster Linie wird der Eisenbeton berufen sein, bei den Schleusenböden die infolge der durch den Auftrieb eintretenden Sohlenbrüche zu verhindern« (Zentralbl. der Bauverw. 1892, S. 489). »Ferner ermöglicht die Anwendung von Eisenbeton bei Schleusen mit getrennten Häuptern die Kammerwände erheblich billiger auszuführen.« (Zeitschr. f. Bauw. 1901, S. 499)[83].

c) Die Schleusenwände. α) *Steinerne Wände*, die sowohl bei hölzernen als auch bei steinernen Böden anwendbar sind, können zur Vergrößerung ihrer Standsicherheit an ihrer Innenseite mit einem Anlauf und vorgezogenem Fuße versehen, sowie an ihrer Rückseite mit dem Holzrost bzw. dem steinernen Boden verankert werden.

Doch ist zwischen den Wänden der Torkammern und denjenigen der Schleusenkammer insofern ein Unterschied zu machen, als bei Verwendung der am meisten gebräuchlichen Stemmtore die mit senkrechten Innenflächen zu versehenden Wände der Torkammern unbeweglich stehen müssen, weil sonst die Dichtigkeit der Tore Not leidet. Die Wände der Schleusenkammer dagegen brauchen nur wasserdicht zu sein und können, soweit dies die Form der durchzuschleusenden Schiffe erlaubt, innen einen vorgezogenen Fuß und einen Anlauf (vgl. Abb. 236, S. 491) erhalten.

Die obere Mauerdicke, welche nicht nur durch die Standsicherheit bestimmt wird, sondern auch groß genug sein muß, um den Stößen der Schiffe widerstehen zu können, wird sowohl für die Wände der Schleusenkammer als auch für diejenigen der Torkam-

[83]) Näheres s. v. EMPERGER, Handbuch für Eisenbetonbau. 3. Bd. Berlin 1907.

mern je nach der Schleusengröße zu 0,6 bis 1,0 m angenommen. Die Stärke der Torsäulen für Stemmtore dagegen ist nach dem von den Verankerungen ausgeübten Zuge zu bestimmen.

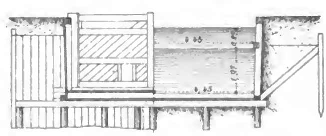
Die Mauern der Kanalschleusen, deren Höhe 5 m selten überschreitet, gestaltet man möglichst einfach und gibt ihnen senkrechte Vorderflächen und ebensolche oder nach oben verjüngte Hinterflächen. Der bequemeren Ausführung wegen stellt man statt der letztern auch häufig Abtreppungen im oberen Teile her, während der untere senkrecht gelassen wird (vgl. Abb. 242). Zum Abschneiden etwaiger hinter der Mauer sich bildenden Wasseradern sind an einzelnen Stellen vollständig senkrechte Rücksprünge, sog. Hinterpfeiler, anzubringen, die außerdem für die Verankerung der Torflügel unentbehrlich und deshalb auch hinter der Torsäule anzubringen sind.

Zu den Wendenischen sind große, in gutem Verbande liegende Quader von besonderer Härte mit, der Form des Torrückens entsprechenden geschliffenen Flächen zu verwenden, die auch schon mit Vorteil durch gußeiserne Platten[84]) ersetzt wurden. Wird der Stemmdruck der Tore durch einzelne Gußstahlstücke[85]) auf die Wendenischen übertragen, so brauchen diese nur in denjenigen Teilen eingeschliffen zu werden, gegen die sich jene Stahlstücke stützen und an welche die Torflügel wasserdicht anschlagen müssen.

Auch die Dammfalze sind sorgfältig zu bearbeiten und ihre Kanten mit 3 cm Halbmesser, diejenigen der Vorschleusen und Einfahrten jedoch mit einem solchen von 0,1 bis 1,0 m abzurunden. Endlich sind die Mauern mit großen, starken Deckplatten zu versehen, die am besten aus Basaltlava hergestellt werden, weil dann die Oberfläche durch Betreten nicht so leicht glatt wird, wie bei Anwendung von Granit u. dgl.

β) *Hölzerne Wände*, die nur in Verbindung mit hölzernen Böden ausgeführt werden, finden nur eine beschränkte Anwendung, besonders in Moorkanälen und für kleinere Kanalschleusen mit geringem Gefälle und bei weichem Untergrunde. Die verhältnismäßig geringe Dichtigkeit der Wandbekleidung kann durch sorgfältige Bearbeitung der Bekleidungsbohlen, sowie durch eine Hinterfüllung mit fettem Ton wesentlich erhöht werden. Aber auch dann ist die Anbringung hoher Querspundwände neben den Toren unerläßlich. In Abb. 244 u. 245 sind die Querschnitte durch die Vorschleuse und die 26 m lange Schleusenkammer einer ausgeführten Binnenkanalschleuse[86]) dargestellt, deren Holzwerk fast sämtlich unter dem Oberwasser liegt. Der Boden ist mit Spannbalken hauptsächlich deshalb versehen, um dazwischen eine Rollschicht von Klinkern zum Schutze des Bohlenbelags anbringen zu können.

Abb. 244 u. 245. Hölzerne Schleuse. M. 1 : 200.
Abb. 244. Schnitt durch die Vorschleuse. Abb. 245. Schnitt durch die Schleusenkammer.



d) Einfahrten, Flügel, Dammfalze und Treppen. α) *Die Einfahrt*, worunter man in der Regel den außerhalb des Schleusentors und der Torkammer liegenden, hauptsächlich zum bequemern und sichern Einfahren der Schiffe dienenden Teil der Schleuse

[84]) Schönfelder u. Mohr, »Der Des-Moines-Kanal und die Schleusenanlage bei Keokuk am Mississippi« in der Zeitschr. f. Bauw. 1877, S. 421.

[85]) E. Mohr, »Die Stauanlage in der Spree bei Charlottenburg im Zuge der kanalisierten Unterspree« in der Zeitschr. f. Bauw. 1886, S. 211.

[86]) Vgl. Franzius, »Die wasserbaulichen Anlagen der Stadt Papenburg« in der Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1866, S. 259 ff. und Bl. 346 bis 350.

versteht, wird häufig durch die Vorschleuse gebildet, kann sich aber bei größern, schwieriger einzufahrenden Flußschleusen weit über jene erstrecken. Bei Kanalschleusen ist des ruhigen Wassers wegen außer einer Abrundung der äußern Mauerteile keine besondere Einfahrt nötig, wenn auch in der Regel, wie bei Flußschleusen, die Ufer dicht vor der Schleuse schräg zusammenlaufen, auf diese Weise eine trichterförmige Einfahrt bildend. Es genügt, deren Mündung gleich der doppelten Schleusenweite und ihre Länge gleich der größten Weite anzunehmen.

β) *Die Flügel*, welche den Übergang von den Schleusenmauern nach den Ufern vermitteln, sollen unter Umständen außerdem den Schleusenkörper gegen das Hindurchziehen von Wasseradern aus dem höhern nach dem niedrigen Wasser hin schützen, liegen dann am besten senkrecht zur Schleusenachse und müssen im Fundament mit dichten Spundwänden versehen werden.

γ) *Die Dammfalze*, durch die mittels Dammbalken eine Abdämmung der Schleuse bei notwendig werdenden Ausbesserungen ermöglicht wird, liegen meistens in den Mauern der Vorschleusen (vgl. Abb. 231 u. 239, S. 486 u. 492). Bei geringer Weite und Wasserhöhe genügen einfache Dammfalze, bei ungünstigen Verhältnissen sind doppelte vorzuziehen, in welchem Falle der etwa 1 m breite Zwischenraum zwischen den beiden Dammbalkenverschlüssen mit toniger Erde oder Strohdünger ausgefüllt wird. Für kleine Kanalschleusen reichen 20 bis 25 cm dicke Balken aus, welche in mindestens ebenso tiefe, in gutem Werkstein hergestellte und mit abgerundeten Ecken versehene Falze eingreifen.

δ) *Treppen* (vgl. Abb. 243, S. 493) sind bei den Schleusen überall da nötig, wo deren Wände von einer größern Höhe auf eine geringere übergehen, damit der Verkehr den beiden Ufern entlang gefahrlos vor sich gehen kann. Zur Verbindung zwischen Schiff und Ufer genügt es, in einer 0,5 m breiten und 0,3 m tiefen Nische der Kammermauer eine eiserne Leiter anzubringen.

§ 63. Die Tore.

a) Die verschiedenen Arten der Tore. Für die Anordnung der Tore sind die an deren Beweglichkeit gestellten Ansprüche, die Höhe und Beständigkeit des Wasserdrucks, sowie die Weite der Schleuse und der zu verwendende Baustoff maßgebend. Kleinere Tore werden meistens aus Holz, größere dagegen aus Eisenblech hergestellt. Die Dauer der aus gutem Eichenholz angefertigten Holztore beträgt nicht viel mehr als 15 Jahre, während diejenige eines durch regelmäßigen Teeranstrich gut unterhaltenen eisernen Tores auf 30 bis 60 Jahre geschätzt werden darf. Die Tore zerfallen hauptsächlich in die Stemmtore, in einflügelige Drehtore und in Klapp-, Schiebe- und Hubtore.

Die Stemmtore, bei denen die Druckübertragung durch Gegeneinanderstemmen zweier Flügel erfolgt, haben vor den übrigen Torarten den Vorzug, daß sie die lichte Weite auf fast die Hälfte einschränken und demgemäß den Baustoffverbrauch verringern, dagegen u. a. den Nachteil, daß ihr Einpassen größere Genauigkeit erfordert, daß die Anordnung des Drempels umständlicher ist als bei andern Schleusen, und daß sie gegen geringe Bewegungen der Mauern sehr empfindlich sind. Die Stemmtore eignen sich besonders für mittlere und kleinere Schleusen.

Die Richtungen der Drempel zweier zusammengehörenden Stemmtore bilden mit einer die Schleuse durchquerenden Linie, wie bereits erwähnt, ein gleichschenkliges Dreieck, das sog. Drempeldreieck (vgl. weiter unten Abb. 252). Als eine zweckentsprechende Höhe dieses Dreiecks nimmt man $\frac{1}{6}$, höchstens $\frac{1}{5}$ der Lichtweite der Schleuse an. Den stumpfen Winkel des Drempeldreiecks nennt man den Stemmwinkel.

α) *Die hölzernen Stemmtore.* Der wichtigste Teil eines Torflügels (Abb. 246 bis 250) ist die Wendesäule, welche die senkrechte Drehachse des Tores enthält, und an die sich dessen übrigen Teile hängend oder sich stützend anschließen. Sie lehnt sich mit ihrer halbzylindrisch abgerundeten Seite gegen einen entsprechend gebildeten, Wendenische genannten Teil der Seitenmauer und trägt oben den sog. Halszapfen, unten dagegen eine abwärts gekehrte Spurpfanne.

Den Wendesäulen gegenüber befinden sich die ebenfalls senkrecht stehenden Schlagsäulen, mit deren vorderen Flächen die geschlossenen Torflügel sich berühren. Zwischen

Abb. 246 bis 250. Hölzernes Stemmtor. M. 1 : 100.

Abb. 246. Ansicht der Binnenseite. Abb. 247. Schnitt *AB*. Abb. 248. Ansicht der Außenseite.

Abb. 249 Schnitt *CD*. Abb. 250. Schnitt *EF*.

der Wende- und Schlagsäule sind das obere und untere Rahmenstück *A* und *B* (Abb. 246), Ober- und Untertramen genannt, fest eingespannt, sowie die ebenfalls wagerechten Riegel, die den durch das gegenseitige Stemmen entstehenden Horizontaldruck und den von der Bekleidung auf sie übertragenen Wasserdruck aufzunehmen haben. Das so hergestellte Holzgerippe wird nach der Seite des höhern Wasserstandes immer und manchmal auch an der andern Seite mit einer Bohlenverkleidung versehen. Zur Aussteifung der Torflügel gegen ein durch das Eigengewicht verursachtes Versacken dienen Streben und Zugbänder (vgl. Abb. 246 u. 248).

Die Torflügel sind mit Schützöffnungen versehen, auch wenn Umläufe vorhanden sind, die das Füllen und Leeren der Kammer ebenfalls bewirken. Ferner liegt auf jedem Torflügel die Hälfte einer Laufbrücke (vgl. Abb. 248), die nur bei geschlossenem Tore zu benutzen ist.

In geöffnetem Zustande müssen die Torflügel mit allen etwaigen Vorsprüngen vollständig in der Tornische, am besten noch um 5 bis 10 cm hinter die Vorderfläche der



Seitenwände zurücktretend, liegen, um eine Berührung mit dem durchfahrenden Schiffe zu vermeiden.

Die größte Breite $l_,$ (Abb. 251) des Torflügels ergibt sich durch Zeichnung oder Rechnung, wenn d seine Dicke, s den vorderen Spielraum, $\frac{w}{2}$ die halbe Weite der Schleuse und φ den spitzen Winkel des Drempeldreiecks bezeichnet, aus der Gleichung:

$$\cos \varphi = \frac{\frac{w}{2} + d + s}{l_,} \text{ zu}$$

$$l_, = \frac{\frac{w}{2} + d + s}{\cos \varphi} \,. \qquad (28)$$

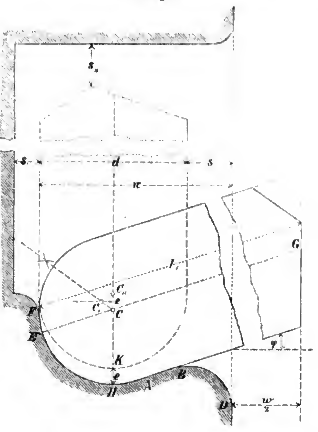


Abb. 251. Grundriß des geschlossenen und geöffneten Torflügels.

Damit beim Öffnen und Schließen der Tore die Wendesäule und die Wendenische durch Reibung möglichst wenig abgenutzt werden, legt man die Drehachse $C_,$ des Torflügels exzentrisch zur Achse C der Wendenische, so daß sich beim Öffnen der Rücken der Wendesäule sofort von der Wendenische entfernt. Man findet diese Lage der Drehachse des Torflügels, wenn man die zu 2 cm anzunehmende Exzentrizität e der Mittelpunkte der Wendenische und der Wendesäule des geöffneten Torflügels von dem Mittelpunkt C der Wendenische aus nach $C_{,,}$ aufträgt, in dem Halbierungspunkt von $CC_{,,}$ eine Senkrechte errichtet und von C die Halbierungslinie $CC_,$ des Winkels $ECC_{,,}$ zieht. In dem Durchschnittspunkt $C_,$ dieser beiden Linien muß die Drehachse des Torflügels liegen.

Die Länge der Tornische ergibt sich gleich $e + l_, + s_{,,}$, wobei der Spielraum $s_{,,}$ (vgl. Abb. 251) zu 15 bis 20 cm anzunehmen ist, und die Tiefe gleich $s_, + d + s$. Die Ecke BD der Wendenische wird nach einem Kreisbogen von ungefähr 10 cm Halbmesser abgerundet.

Die Höhe zweiflügeliger Tore bestimmt sich nach der Höhe des 10 bis 20 cm betragenden Toranschlags und nach dem Wasserspiegel der oberen Haltung bzw. danach, ob die Schleuse bei Hochwasser überströmt werden soll oder nicht. Im ersteren Falle brauchen die Tore nicht höher als der höchste Wasserstand zu sein, bei dem die Schiffahrt noch stattfinden soll, während im letzteren Falle die Tore den abzuhaltenden Wasserstand um 20 cm überragen müssen.

Die Entfernung der Riegel voneinander kann, dem Wasserdruck entsprechend, nach oben hin vergrößert werden. Da aber eine starke Bohlenbekleidung einen erheblichen Teil des Wasserdrucks auf den Untertramen überträgt, so wird mitunter die Riegelverteilung gleichmäßig vorgenommen.

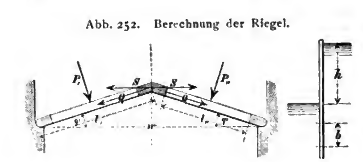
Die Berechnung der Riegelstärke[87] bzw. des Riegelfeldes b (Abb. 252) kann

[87]) Vgl. auch Sonne und Esselborn, »Elemente des Wasserbaues«. Leipzig 1904, S. 301 bis 307.

in nachstehender Weise erfolgen. Der auf ein unter Wasser liegendes Riegelfeld wirkende gleichmäßig verteilte Wasserdruck ist für die ganze Breite $l_,$ eines Torflügels gleich

$$P_, = l_, \cdot b \cdot h \cdot 1000 \text{ kg}$$

Abb. 252. Berechnung der Riegel.



und für die freie Riegellänge $l_{,,}$ gleich $P_{,,} = l_{,,} \cdot b \cdot h \cdot 1000$ kg; der Druck $P_,$ ist maßgebend für den auf den andern Flügel und die Wendenische übertragenen sog. Stemmdruck Q.

Setzt man nun die rechtwinklig zur gemeinsamen Berührungsfläche der beiden Flügel gerichtete und diese in ihrer Lage erhaltende Kraft gleich S, so besteht die Gleichung

$$S \cdot l_, \cdot \sin\varphi = P_, \cdot \frac{l_,}{2}, \text{ woraus sich ergibt } S = \frac{P_,}{2 \sin\varphi} \text{ und demnach}$$

$$Q = S \cdot \cos\varphi = \frac{P_,}{2 \cdot \sin\varphi} \cdot \cos\varphi = \frac{P_,}{2 \operatorname{tg}\varphi} = \frac{l_, \cdot b \cdot h \cdot 1000}{2 \operatorname{tg}\varphi}.$$

Bezeichnet man ferner den Riegelquerschnitt mit F und die Beanspruchung des Holzes mit $k_,$, so ist, wenn nur die in der Längenrichtung wirkende Kraft berücksichtigt wird,

$$k_, = \frac{Q}{F} = \frac{l_, \cdot b \cdot h \cdot 1000}{2 \operatorname{tg}\varphi \cdot F}.$$

Der Riegel wird jedoch durch den auf seine Länge $l_{,,}$ wirkenden Druck $P_{,,}$ auch auf Biegung beansprucht, und diese Beanspruchung ist, wenn J das Trägheitsmoment des Riegelquerschnitts und a den Abstand der am stärksten beanspruchten Faser von der neutralen Achse bedeuten,

$$k_{,,} = \frac{\frac{1}{8} P_{,,} \cdot l_{,,}}{\frac{J}{a}} \text{ oder, für } P_{,,} \text{ den oben angegebenen Wert eingesetzt,}$$

$$= \frac{\frac{1}{8} l_{,,} \cdot b \cdot h \cdot 1000 \cdot l_{,,}}{\frac{J}{a}} = \frac{a \cdot l_{,,}^2 \cdot b \cdot h \cdot 1000}{8 J}.$$

Die gesamte Beanspruchung ist mithin

$$k = k_, + k_{,,} = \frac{l_, \cdot b \cdot h \cdot 1000}{2 \operatorname{tg}\varphi \cdot F} + \frac{a \cdot l_{,,}^2 \cdot b \cdot h \cdot 1000}{8 J},$$

oder da, wenn die Querschnittsfläche des hölzernen Riegels gleich $x \cdot y$ gesetzt wird, $J = \frac{1}{12} y \cdot x^3$ und $a = \frac{1}{2} x$ ist,

$$k = k_, + k_{,,} = \frac{l_, \cdot b \cdot h \cdot 1000}{2 \operatorname{tg}\varphi \cdot x \cdot y} + \frac{3 l_{,,}^2 \cdot b \cdot h \cdot 1000}{4 y \cdot x^2}. \qquad (29)$$

Aus dieser Formel kann entweder bei angenommenem Riegelquerschnitt die Breite b des Riegelfeldes oder, wenn diese und eine der Querschnittsabmessungen gewählt wurde, die andere berechnet werden.

Die Streben sollen nicht viel steiler als unter 30 Grad zur Wendesäule stehen, höchstens doppelt so dick wie die zur Bekleidung dienenden Bohlen und mit den sie kreuzenden Riegeln je zur Hälfte ihrer Dicke überschnitten sein. Breite Tore werden manchmal mit zwei Streben (vgl. Abb. 246, S. 496) versehen.

Wie die Streben, so liegen auch die gewöhnlich in gleicher Richtung mit ihnen laufenden Bohlen mit ihren Außenflächen bündig mit denjenigen der Umfangshölzer, müssen dichtschließend aufgebracht werden, sie erhalten eine Dicke von 5 bis höchstens

8 cm. Auf jedem von ihnen gekreuzten Riegel werden die Bohlen aufgenagelt und an ihren Enden mit Nägeln oder Holzschrauben befestigt.

Aus der Dicke der Riegel und derjenigen der Bohlen ergibt sich die in allen Teilen gleich anzunehmende Dicke der Umfangshölzer, deren Breite wegen der verschiedenen Zapfen im Verhältnis von 5 : 4 größer als jene angenommen werden muß. Bei der Wendesäule empfiehlt es sich, dies Verhältnis zu $5\frac{1}{2}:4$ oder 6 : 4 anzunehmen. Die Schlagsäulen müssen nach der Außenseite des Tors hin an den Berührungsflächen auf $\frac{1}{4}$ der ganzen Dicke abgeschrägt werden.

Die mit den Eisenbeschlägen gegen ein Versacken des Tors wirkenden, des geringeren Vortretens wegen aus Flacheisen herzustellenden Zugstangen werden am zweckmäßigsten doppelt und zu beiden Seiten des Torflügels angebracht und sind möglichst hoch mit der Wendesäule zu verbinden. Um sie vor Durchbiegungen, verursacht durch Stöße der Schiffe, zu sichern, werden sie mittels kleiner Krampen auf den Riegeln befestigt (vgl. Abb. 246 u. 248).

Die Beschläge werden meistens so in das Holz eingelassen, daß sie mit dessen Oberfläche bündig liegen, mit Schraubbolzen befestigt und vor der Aufbringung mit heißem Steinkohlenteer angestrichen. Das fertige Holztor dagegen erhält einen zweimaligen Holzteeranstrich.

β) *Die eisernen Stemmtore.* Wegen der Schwierigkeit, genügend starke Hölzer zu beschaffen, werden die Tore großer Schiffahrtsschleusen nicht selten aus Walzeisen hergestellt, wobei jedoch auf dessen bei Wärmewechsel eintretende Ausdehnung und Zusammenziehung Rücksicht genommen werden muß.

Während aber für hölzerne und kleinere eiserne Stemmtore die geradlinige Form als die zweckmäßigste erscheint, ist bei größern eisernen Toren eine, wesentliche Vorteile n der Stoffverwertung gewährende gekrümmte Form empfehlenswert, wenn auch eine vollständige Bogenform, der unbequemen Gestaltung des Drempels und der großen Tiefe der Tornischen wegen, seither noch nicht viel zur Anwendung kam.

Bei den geraden eisernen Toren werden unter Benutzung gewalzter I-Träger die Torflügel in ähnlicher Weise wie diejenigen der Holztore aus dem Umfangsrahmen und den Riegeln zusammengesetzt und mit senkrechten Blechen an der oberen Seite bekleidet.

Gekrümmte eiserne Tore können dadurch hergestellt werden, daß man zu beiden Seiten der wagerechten Blechstreifen T-Eisen annietet, die riegelartige Rippen bilden und zugleich als Laschen für die Bleche dienen. Außerdem ist die gekrümmte Wand oben und unten, sowie in halber Höhe durch segmentförmige wagerechte Bleche zu versteifen, von denen das obere als Laufbrücke, das untere dagegen zur Anbringung eines Holzfutters für den auf diese Weise geradlinig gewordenen Drempel dient.

Größere eiserne Tore, d. h. solche für Schleusen von mehr als 14 m Weite, werden, um nicht zu große Blechstärken zu erhalten, wenigstens in ihren untern Teilen aus zwei Blechwänden hergestellt, so daß der hierdurch gebildete Luftraum die Tore im Wasser schwimmen läßt und deren Beweglichkeit erheblich vergrößert.

Bei eisernen Toren von mäßiger Höhe, aber großer Breite läßt man neuerdings den Stemmdruck nur oben durch einen sehr starken Riegel übertragen und die Aussteifung der Blechwand durch Ständer erfolgen, die oben an dem Riegel und unten am Drempel eine Stütze finden. Derartige Tore können im Gegensatz zu den Riegelstemmtoren Ständer- oder Pfostenstemmtore genannt werden. Die Dichtung am Drempel sowohl, wie auch an den Wende- und den Schlagsäulen erfolgt durch feste Holzleisten, die bei den Schlagsäulen auch den Stemmdruck zu übertragen haben.

Als Mittel gegen das Rosten dient ein Steinkohlenteeranstrich sowie in neuerer Zeit ein Verzinken.

Des Raummangels wegen muß bezüglich der »Ausführung der eisernen Stemmtore« auf das Handbuch der Ingenieur-Wissenschaften, 4. Aufl., 3. Teil, 8. Band, Seite 166 bis 183, sowie auf »Die eisernen Stemmtore der Schiffsschleusen« von THEODOR LANDSBERG, Fortschritte der Ingenieurwissenschaften, 2. Gruppe, 3. Heft, Leipzig 1894, verwiesen werden.

γ) *Die einflügeligen Drehtore.* Das einflügelige, um eine senkrechte Achse drehbare Tor wird neuerdings mitunter bei großen Kanalschleusen bis zu 16 m Weite, aber vorwiegend nur zum Verschluß der Oberhäupter angewendet, weil es als Untertor, nach der Schleusenkammer aufschlagend, deren Vergrößerung und damit einen größeren Wasserverbrauch bedingt. Besonders eignet sich das einflügelige Drehtor für Doppelschleusen, weil dann die Bedienung beider Schleusen von der Mittelmauer aus erfolgen kann.

δ) *Die Klapptore* mit wagerechter Drehachse finden in neuerer Zeit mehr Beachtung, jedoch, aus demselben Grund wie die Drehtore, nur für die Oberhäupter der Schleusen und zwar für solche von mäßiger Weite, die nur nach einer Seite kehren und möglichst gleichbleibenden Wasserdruck haben. Die Klapptore liegen in geöffnetem Zustand in einer Vertiefung der Sohle.

ε) *Die Schiebetore*, welche nach beiden Seiten kehren können, die Kammerlänge günstig ausnutzen lassen, sowie eine bequeme Verbindung über die Schleuse ermöglichen, sind ebenfalls erst neuerdings, aber häufiger als Klapptore zur Anwendung gekommen und eignen sich für Dockschleusen sowie für Kanalschleusen mit großem Gefälle.

ζ) *Die Hubtore*, welche zum Öffnen in senkrechter Richtung nach oben, zum Schließen dagegen nach unten zu bewegen sind, haben den Nachteil, daß die Masten der unter dem geöffneten Tore hindurchfahrenden Schiffe niedergelegt werden müssen. Sie eignen sich daher hauptsächlich für solche Schleusen, die ohnehin ein Niederlegen der Masten verlangen, wie z. B. für die Unterhäupter der später zu erwähnenden, zur Überwindung großer Gefälle dienenden Schachtschleusen.

Abb. 253. Spurzapfen und Pfanne. M. 1 : 40.



b) Zapfen, Pfannen und Halsbänder hölzerner Tore. Damit in die Pfanne des untern Zapfens keine sie ausschleifenden feinen Sandkörner gelangen können, ist sie immer an der Wendesäule anzubringen, während der senkrecht stehende untere Zapfen im Boden der Torkammer angebracht wird (Abb. 253), wobei man die Radien der beiden sich berührenden Kugelflächen entweder sehr wenig voneinander verschieden oder auch gleich groß annimmt.

Für den oberen Zapfen, den Halszapfen, kann man eine den ganzen Kopf der Wendesäule umschließende und den Zapfen tragende Haube aus Gußstahl verwenden, welche nach Abb. 254 bis 256 die volle Wendesäule umfaßt, auf das Oberrahmstück übergreift und zu beiden Seiten die Zugstangen trägt.

Da aber ein solcher Zapfen nur zugleich mit der Haube erneuert werden kann, so gibt man dieser empfehlenswerter Weise einen hakenförmigen Ansatz, der das Ende des aus Stahl hergestellten Zapfens aufnimmt, während dessen unteres Ende in der Haubenplatte ruht. In dem Zwischenraum zwischen dieser und dem Kopfe des Ansatzes befindet sich das mit gestrichelten Linien angedeutete Halslager. Vgl. Abb. 257 des oberen Teiles einer Wendesäule von rechteckigem Querschnitt, die statt des abgerundeten

Rückens mit einzelnen Stützen versehen ist, deren oberste an die Haube angegossen ist. Bei einer erforderlichen Erneuerung des abgenutzten Zapfens läßt sich dieser mit Hilfe eines eingeschraubten Griffes ohne weiteres herausnehmen.

In den Abb. 258 u. 259 ist ein den Halszapfen umschließendes Halsband mit der zugehörigen Verankerung dargestellt, die jedoch nicht aus einem einzigen Stück bestehen darf, damit der Torflügel nach Wegnahme des Halsbands behufs vorzunehmender Reparatur senkrecht in der Tornische aufgewunden und ebenso wieder niedergelassen werden kann.

Abb. 254 bis 256. Halszapfen und Pfanne. M. 1 : 33⅓.
Abb. 254. Querschnitt.

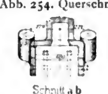


Abb. 255. Ansicht.

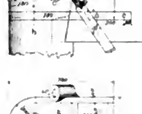
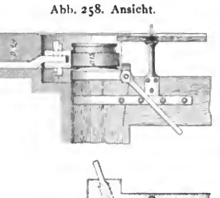


Abb. 256. Grundriß.

Abb. 257. Herausnehmbarer Zapfen. M. 1 : 200.

Abb. 258 u. 259. Halszapfen mit Halsband. M. 1 : 40.
Abb. 258. Ansicht.



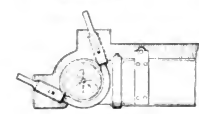


Abb. 259. Grundriß.

c) **Bewegungsvorrichtungen der Tore.** Bei kleinen, nur von einem Wärter bedienten Schleusen bis 6 m Weite kann das Öffnen und Schließen der Tore mit Hilfe einer Schiebe- und Zugstange oder eines gewöhnlichen Bootshakens vorgenommen werden, der einen auf dem Kopfe der Schlagsäule befindlichen eisernen, mit einem Knopfe versehenen Bolzen umfaßt.

Besitzen die Schleusen eine größere Weite, so muß eine Übersetzung der menschlichen Kraft durch eine Winde eintreten, was am einfachsten dadurch geschieht, daß ein Schiebebaum an seinem einen Ende mit dem Kopfe der Schlagsäule und am andern mit einem Tau oder einer Kette verbunden wird, welche um die Trommeln liegender oder stehender (Abb. 260) Winden geschlungen sind.

Für kleinere Schleusen ist ferner der sog. Sprossenbaum, d. h. ein gezahnter, mittels eines durch eine Winde gedrehten Triebrads hin- und herschiebbarer Schiebebaum, anwendbar. Bei größeren Schleusen werden derartige Zahnstangen durch Druckwasser, d. h. durch Maschinenkraft, bewegt oder durch unmittelbar auf das Tor wirkende Druckwasserpressen ersetzt. Statt dem Druckwasserbetrieb kann auch der manche Vorzüge besitzende elektrische Betrieb zur Anwendung kommen[88]).

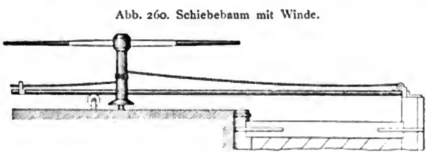
d) **Die Verschlußvorrichtungen für Torschütze und Umläufe** sind entweder Zugschütze, Drehschütze oder Ventile.

α) *Zugschütze.* Bei den Zugschützen (vgl. Abb. 248, S. 496) wird die unter dem Unter- oder dem Niedrigwasser liegende, zu beiden Seiten von den Schützständern

[88]) Näheres über die »Vorrichtungen zum Bewegen der Tore« siehe im »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, 4. Aufl. 1904, III. Teil, Bd. VIII, S. 229 bis 267.

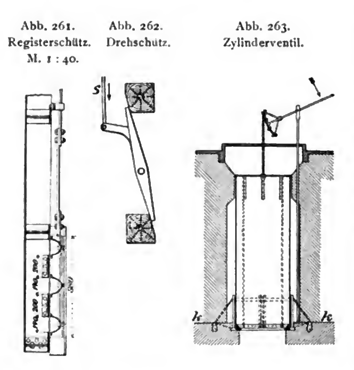
(vgl. Abb. 246, S. 496) eingefaßte Öffnung durch eine hölzerne oder eiserne Tafel verschlossen, die meistens in senkrechter Richtung bewegt werden kann. Die zwischen zwei Riegeln liegenden Schützständer erhalten die gleiche Dicke wie jene, werden in sie eingezapft und dienen zur Unterstützung der Schütztafel, sowie der abgeschnittenen Bekleidungsbohlen, auf welche außen zur Führung des Schützes die aus Holz oder Eisen bestehenden Schützgeleitständer oder Schützleisten aufgeschraubt werden. Zwischen diesen Ständern liegt unten die Schützschwelle (vgl. Abb. 248, S. 496), auf welche das Schütz sich aufsetzt.

Abb. 260. Schiebebaum mit Winde.



Sehr erleichtert wird das Aufziehen, wenn sowohl in der Schütztafel als auch in dem festen Rahmen des Schützes eine Anzahl Öffnungen hergestellt werden, welche alle die gleiche Breite wie die zwischen ihnen liegenden Streifen besitzen (Abb. 261), so daß, wenn die Schütztafel nur um die Höhe einer Öffnung aufgezogen oder niedergedrückt wird, sofort alle Öffnungen frei werden. Ein derartiges Schütz wird Register- oder Kulissenschütz genannt.

Abb. 261. Registerschütz. M. 1 : 40. Abb. 262. Drehschütz. Abb. 263. Zylinderventil.



β) *Drehschütze*, auch *Drehklappen* genannt, drehen sich um eine wagerechte (Abb. 262) oder, wie bei den Umläufen, um eine senkrechte Achse, welche die ganze Klappe in der Regel in zwei ungleiche Flächen im Verhältnis von 8:10 bis 9:10 teilt, so daß der Überdruck der größeren Fläche den dichten Anschluß der Klappenränder an den festen Rahmen bewirkt.

γ) *Ventile.* Von den Ventilverschlüssen sind die Zylinderventile (Abb. 263) am zweckmäßigsten, weil sie zu ihrer Bewegung am wenigsten Kraft und Zeit erfordern. Sie bestehen aus einem bis über das Oberwasser reichenden, am Rande der zu verschließenden Öffnung wasserdicht aufstehenden Blechzylinder, der oben an einer Kette befestigt ist und durch das Niederdrücken eines Hebels, besonders bei Anbringung eines Gegengewichts, leicht gehoben werden kann.

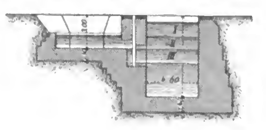
§ 64. Einrichtungen zur Wasserersparnis[89]. Da das Wasser für die Speisung von Schiffahrtskanälen oft schwer zu beschaffen ist, so erscheint es häufig wünschenswert, die Kanalschleusen unter ungünstigen Wasserverhältnissen als besonders sparsam im Wasserverbrauch einzurichten. Die zur Ersparung von Durchschleusungswasser angewandten Mittel bestehen darin, daß eine gewisse Wassermenge aus der Kammer

[89]) Näheres siehe im »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, 4. Aufl. 1904, III. Teil, Bd. VIII, S. 293 bis 303

in ein Seitenbecken hineingelassen und aus diesem wieder in jene zurückgeführt wird, hauptsächlich aber in den, bei senkrechten Schiffshebewerken zur Anwendung kommenden beweglichen Kammern. Bei diesen wird unter vollständiger Trennung des Oberwassers vom Unterwasser die mit Wasser gefüllte Schleusenkammer so vor die Haltungen geführt, daß eine Verbindung stattfinden kann und daß ein aus dem Oberwasser in die vom Unterwasser nach oben gehobene Kammer voll hineinfahrendes Schiff einen großen Teil von deren Füllwasser in das Oberwasser drückt.

Bei den einfachen Seitenbecken (Abb. 264) liegt neben der Kammer ein mit wasserdichten Wänden und ebensolchem Boden versehenes und durch einen absperrbaren Kanal mit der Kammer verbundenes Becken. Wird die oberste Wasserschicht *I* der Kammer in dieses Becken gelassen, so kann nach entleerter Kammer jene Wassermenge wieder in eine tiefere Lage, als Schicht *III*, in die Kammer zurückgeführt werden. Soll dabei alles in das Seitenbecken gelassene Wasser in die Kammer zurückfließen, so kann die Oberfläche des Beckenwassers höchstens dem tiefsten Stande des aus der Kammer abzulassenden Wassers gleichkommen und das in die Kammer zurückgeführte Wasser höchstens die Bodenhöhe des Seitenbeckens erreichen. Besitzt demnach das Seitenbecken die gleiche Bodenfläche wie die Kammer, so kann ein Drittel der Kammerfüllung durch das Seitenbecken aufgenommen und später in die Kammer zurückgeführt werden. Wird eine solche Sparschleuse zu beiden Seiten mit je einem Seitenbecken versehen, so beträgt die Wasserersparung statt ein Drittel die Hälfte der Kammerfüllung.

Abb. 264. Einfaches Seitenbecken. M 1 : 400.



§ 65. Vorrichtungen zur Überwindung großer Gefälle[90]. Wenn es an Wasser gebricht oder die Höhenunterschiede der Wasserspiegel zu bedeutend sind, um durch Schleusentreppen ohne zu großen Kosten- und Zeitaufwand überwunden zu werden, kommen außer Schachtschleusen Schiffshebevorrichtungen zur Verwendung, die in geneigten Ebenen, Rollbrücken, Schiffseisenbahnen und senkrechten Schiffshebewerken bestehen.

a) Schachtschleusen, die mit einem Gefälle bis zu 20 m ausgeführt wurden und wie die gewöhnlichen Kammerschleusen eine feste Kammer besitzen, in der das Schiff mit dem Wasserspiegel gehoben und gesenkt wird, haben den Vorzug großer Einfachheit, verbrauchen aber trotz der Sparbecken ziemlich viel Wasser und beanspruchen für das Durchschleusen eines Schiffes mehr Zeit als künstliche Hebewerke.

b) Geneigte Ebenen und Rollbrücken. Bei den älteren geneigten Ebenen führte eine mit Bohlenbelag versehene, ansteigende bis über den höchsten Stand des Oberwassers hinauf, während eine hieran anschließende andere, entgegengesetzt geneigte kurze Ebene dazu diente, die außerhalb des Wassers hinaufgezogenen Schiffe in das Oberwasser hinuntergleiten zu lassen. Um beim Aufziehen der Schiffe den Kraftbedarf zu vermindern, hat man später den Bohlenbelag durch lange hölzerne, mit eisernen Zapfen und Lagern versehene Rollen ersetzt. Geneigte Ebenen und Rollbrücken sind jedoch nur für kleine Fahrzeuge am Platze.

c) Schiffseisenbahnen bilden eine weitere Verbesserung der geneigten Ebenen, indem sie die starke Beanspruchung der Schiffe bei deren Fortbewegung im Trocknen dadurch

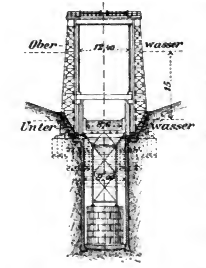
---

90) Ausführliches findet sich im »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, 4. Aufl. 1904, III. Teil, Bd. VIII, S. 303 bis 357.

vermindern, daß das Fahrzeug auf einer mit Rädern versehenen und auf Schienen laufenden Wagentafel aufgezogen wird. Die nächste Vervollkommnung bestand darin, daß zur größeren Schonung der Schiffe diese schwimmend in einer fahrbaren Kammer befördert wurden.

Die erstgenannte Anordnung ist für die geneigten Ebenen des Elbing-Oberländischen Kanals bei Schiffen von 50 t Tragfähigkeit getroffen[91]. Ermittelungen über die Beförderung schwimmender Schiffe von 600 t Tragfähigkeit auf Schiffseisenbahnen wurden gelegentlich eines Wettbewerbs von Entwürfen für den Donau-Moldau-Kanal angestellt[92]. Hierbei hat sich ergeben, daß selbst die besten der eingereichten Entwürfe entweder zu große Betriebs- oder zu große Baukosten bedingen würden.

Abb. 265. Schwimmerschleuse. M. 1 : 1000.



d) **Senkrechte Schiffshebewerke** verwenden zum Heben und Senken der Fahrzeuge in senkrechter Richtung mit Wasser gefüllte Kasten oder Tröge, in die das zu befördernde Schiff eingeführt wird. Dabei werden die Kasten, um nicht deren ganzes Gewicht heben zu müssen, entweder paarweise so miteinander verbunden, daß das Gewicht des einen dasjenige des andern ausgleicht, oder man führt bei Verwendung nur eines Kastens die Ausgleichung des Gewichts durch Gegengewichte oder Schwimmer herbei.

Bei der in Abb. 265 dargestellten, für den Dortmund-Ems-Kanal ausgeführten Schwimmerschleuse wird die 70 m lange Kammer von fünf zylindrischen Schwimmern getragen, die in runden, mit Wasser gefüllten Behältern auf- und absteigen und durch Fachwerk mit der Kammer in Verbindung stehen; Senken und Heben der Kammer erfolgt durch Vermehren und Vermindern ihrer Wasserfüllung.

Bei den Druckwasser- oder Trogschleusen genannten Hebewerken mit paarweisen Kasten ruhen dieselben auf den Kolben von Druckwasserpressen und ein Kasten befindet sich zeitweilig in der Höhe, der andere in der Tiefe; in dem ersteren ist die normale Wasserfüllung vorhanden, im zweiten etwas weniger. Wenn nun eine Verbindung zwischen den Preßzylindern hergestellt wird, sinkt der erste Kasten, während der zweite sich hebt. Bei einigen ausgeführten Trogschleusen sind die Hubhöhen (rund) 15 m. Die größeren geförderten Schiffe haben 360 t Tragfähigkeit[93].

In einer neueren, sehr beachtenswerten Mitteilung wird nachgewiesen, daß die Druckwasserhebewerke »die vorteilhafteste Lösung des Schiffshebungsproblems« sind[94].

[91]) Hagen, Wasserbaukunst; III. Teil, 3. Bd. Zeitschr. f. Bauw. 1861, S. 149.

[92]) Riedler, Neuere Schiffshebewerke unter Berücksichtigung der Entwürfe für den Donau-Moldau-Elbe-Kanal. Berlin 1897.

[93]) Beispiele: Die Schiffshebewerke bei Fontinettes und La Louvière. Deutsche Bauz. 1883, S. 591. — Das Schiffshebewerk bei Foxton in England. Daselbst 1901, S. 158.

[94]) Budau, Über Kolbenhebewerke für Schiffe (Trogschleusen). Zeitschr. des österr. Ing. u. Arch.-Ver. 1907, S. 73.

Sachregister.

Abbaue 444.
Abessinierbrunnen 273.
Abfallboden der Wehre 383.
— einer Kammerschleuse 486.
Abfallmauer einer Kammerschleuse 406, 486, 491.
Abfallwasser 322
Abfangkanäle 682.
Abfluß des Wassers 378.
— in Öffnungen 378.
— — Überfällen 378.
Abflußmenge fließender Gewässer 355.
Ablagerungsbecken 281.
Ablaßhähne in Rohrleitungen 321.
Ablaßschieber in Rohrleitungen 321.
Ablaßschleusen 429.
Abrollung 447.
Abschußboden 383.
Absperrschieber in Rohrleitungen 314.
Abspreizung der Grubenwandungen 10.
Absprießung der Grubenwandungen 10.
— einer Seitenwand 10.
Absteifungsschrauben 337.
Absturzschacht 315.
Absturzstrecken 315.
Abwasser 322.
Abwässerklärung nach KREMER 351.
Abweiser 440.
Abzugsgräben, Größe offener, 246.
Abzweigrohre 339.
— aus Zementbeton 340.
Abzweigungswinkel, günstigster, bei Rohrverzweigungen 320.
Achterständer 478.
Anlandebrücken mit Pontons 416.
Anlandevorrichtungen 416.
—, feste Leitern als, 416.
—, — Treppen als, 416.
Anschlußbau aus Packfaschinen 459.
Anschlußstutzen 339.
Anschlußwerke 442, 459.
—, Ausführung der, 459.
Aquädukte 254.
Arbeitsbrücken 130.
Arbeitskammer 15.
Archimedische Schraube 16.
Artesische Brunnen 252.
Asphaltkitt 340.
Aufkadungen 484.
Auflagerplatten, Verbindung der, mit dem Auflagerstein 232.
Auflager, Reibungswiderstand am beweglichen, 231.
Auflagerring 297.
—, spannungsloser 297.
Aufsetzer 34.
Aufsteckladen 307.
Ausflußbeiwerte 259.
Ausflußgeschwindigkeit, theoretische 259.
Ausflußmenge, wirkliche 259, 261.
Ausfluß, theoretischer, des Wassers aus Behältern 259.
Ausflußzahlen 259, 378.
Ausgleichbecken 349.
Ausgleichbehälter 256, 284.
—, Größe der, 292.
Auslaßschleusen 376.
Ausrüstungsvorrichtung 126.
Aussteifungswinkeleisen 204.
Außenberme 472.
Außentief 474.
Außenvorsiel 475.

Bäche 357.
Bach- u. Wegverlegung 65.
Balkenbrücken 192.
Balkenbrücke nach System MÖLLER 82.
— nach System VISINTINI 83.
Balkenbrücken aus Eisenbeton 81, 82, 95.
—, Ausführung der, 82.
—, Schalungen der, 83.
—, Berechnung einfacher hölzerner, 140.
Balkenbrücken, einfache hölzerne, 138.
— mit Sattelhölzern 140.
— — — und Kopfbändern 141.
—, Musterbeispiele vollwandiger, 207.
—, verstärkte 140.
Balken-Fachwerksträger 209.
—, Beanspruchung der Diagonalen 214.
—, — — Pfosten 215.
—, Form der gekrümmten Gurtung 216.
—, Spannungen in den Diagonalen 217, 218.
—, — — — Gurtstäben 217.
—, — — — Pfosten 218.
Balkensiele 478.
Balkenträger 137, 192.
—, Berechnung der, mit Sattelhölzern 145.
—, — —, mit Sattelhölzern und Kopfbändern 146.
—, — eiserner, 194.
Balkenträgerbrücken, einfache 133.
—, verstärkte 133.
Balkenträger, Lager der, 230.
— mit gegliederten Wandungen 192.
—, Stabkräfte, 213.
—, vollwandige 192.
Balkenverstärkung durch Sattelhölzer 141.
— — — u. Kopfbänder 141, 142.
Balkenwände 455, 456.
Bänder 448.
Bandfaschinen 448.
Bandsägen zum Abschneiden von Pfählen 39.
BARKHAUSEN-Behälter 297, 298.
Barren 463.
Baugrube 8.
—, Absteifung der, 337.
—, Aushub der, 10.
—, Beseitigung des Grundwassers 337.

Baugrube, Herstellung der, 10.
—, Trockenerhaltung der, 15.
—, Trockenlegung der, 15.
—, Umschließung der, 12.
Baugrund, erfahrungsgemäß zulässige Belastung des, 4.
—, guter 4.
—, künstliche Verbesserung des, 4.
—, — Verdichtung des, 4.
—, mittelmäßiger 4.
—, schlechter 4.
—, Tragfähigkeit des, 1.
—, zulässige Belastung des, 1, 2.
Bauhölzer, Normalmaße für, 131.
Baumwehren, rauhe 464.
Baupumpe 18.
Bauten, aufliegende 440.
—, durchlässige 440.
—, schwebende 440, 454.
—, vorspringende 440.
Bauweise, zusammengesetzte 443.
BAZINsche Geschwindigkeitsformel, 308.
Beanspruchung, zulässige, auf Zug der Steine 84.
Befestigung der Schiffe 417.
Beharrungsgeschwindigkeit 436.
Beharrungszustand eines Flußlaufs 436.
Belageisen 173.
— bei schiefen Brücken 187.
Belageisen, parallel der Brückenachse auf Querträgern liegende, 186.
—, quer über den Hauptträgern liegende, 185.
Belastung durch Menschengedränge 70.
— für kleine Brücken, Quer- und Schwellenträger 69.
Belastungsfläche 98.
Belastungsgleichwert 96.
Belastungslinie 97.
Belastungsversuche 3.
Belastungsvorrichtung 4.
Beranhwehrung 451.
Berechnung, statische, gewölbter Brücken 96.
Berechnungsweite eines Balkenträgers 102.
Bergfeuchtigkeit 247.
Berieselung 349.
Bermegräben 472.
Besamung 482.
BESSEMER-Flußeisen 169.
BESSEMER-Verfahren 169.
Beton 72.
Betonabsenkung in Kasten 28.
— mit Trichtern 28.
Betonbereitung 72.
— unter Wasser 30.
Betonbett mit Eisenschwellrost 30.
— — Grundpfählen 42.
— — Holzschwellrost 30.
Beton, Einbringen des, im Trockenen 27.
Betoneisenbrücken 78, 79, 80.
Beton-Eisenschwellrost 27.
Beton, erdfeuchter 78.
—, Festigkeit des, 73.
Betongelenke 80, 81.
Betongewölbe 76.
— mit Eiseneinlagen 77.
Betongründung mittels Säcken 29, 30.
Beton-Kämpfer-Gelenk 81.
Betonkanäle, in der Baugrube gestampfte 339.
— mit Eiseneinlage 339.
Betonkasten 29.
Beton, Mischen des, 77.
Betonmühlen 27.
Betonpfähle 32.
Betonpfahlrost 42, 47.
Beton, plastischer 78.
Beton-Rammpfähle 43.
— —, Eintreiben der, 46.
—, Stampfen des, 77.
— -Stampfmaschinen 27.
— -Stampfpfähle 43.
—, Versenkung halbgebundenen, 30.
Betonversenkung in Säcken 29, 30.
— unter Wasser innerhalb umschließender Wände 28.
— — — ohne Umschließung 29.
Beton, weicher 78.
Betriebsdrucklinie 266.
Bettung auf Brücken 184.
Bewässerungsschleusen 376.
Bewegung, gleichförmige, des Wassers 301.
—, ungleichförmige, des Wassers 301.
Bimsbeton 72.
Binder eines Lehrgerüstes 126.
Binger-Loch 468.
Binnenberme 472.
Binnendeiche 470.
Binnengewässer 356.
—, künstliche 356.
—, natürliche 356.
Binnenkanäle, Bestimmung der Wassertiefe 420.
—, — des Querschnitts 420.
—, die verschiedenen Arten der, 418.
Binnenkanäle, Entlastungsanlagen 429.
—, Entnahme des Wassers 427.
—, — — — aus künstlichen Sammelbecken 428.
—, — — — aus Speisebecken 428.
—, — — — aus natürlichen Wasserläufen 427.
—, — — — aus Seen 428.
—, Hauptabmessungen d. Wasserquerschnitts der, 419.
—, Höhen- u. Gefälleverhältnisse 420.
—, Kernform des Wasserquerschnitts 419.
—, Krümmungshalbmesser d., 420.
—, Linienführung 421.
—, —, allgemeine 421.
—, —, ausführliche 421.
—, Schleusen der, 426.
—, Sicherheitstore 429.
—, Wasserverbrauch 426.
—, Wasserverluste 427.
—, — an Schleusen 427.
—, — durch Verdunstung 427.
—, — durch Versickerung 427.
—, zweischiffige 407.
Binnenschiffahrt 403.
Binnenseen 356.
Binnentief 474.
Binnenvorsiel 475.
Biologisches Reinigungsverfahren 350.
Blauwärme 171.
Blechbrücke, Beispiel einer 209.
Bleche 172.
Blechpumpe 18.
Blechträger 200.
—, Aussteifung der Blechwand 204.
—, Befestigung von, an Blechträger 192.
—, Berechnung der, 200.
—, Gurtungen der, 200.
—, Gurtungswinkeleisen der, 200.
—, Höhe der, 200.
—, Nachteile der größeren, 193.
—, Niete der Gurtung 204.
—, Nietteilung 205.
—, Stärke der Blechwand 204.
—, Stoß des Stehblechs 206.
—, Vorzüge der, 193.
Bleirohre 304.
Bodenfilter, Größe der, 350.
Bodenlauge 264.
Bodenuntersuchungen 1.
Bodenwasser 247.

Bogenrohre 340.
Bogensehnenträger 210, 211.
Bogenträger 192.
Bohlen 131.
Bohlenbelag, Befestigung des, auf Belageisen 188
—, — —, der Straßenbrücken 187, 188.
— der Straßenbrücken 134, 135.
—, Material des, der Straßenbrücken 134, 187.
Bohlenböden 455.
Bohlenpumpe 18.
Bohlenrost 22.
Bohlenspundwände 13.
Bohlwände 425, 455.
Bohlenwerke 455.
Bollwerke 442, 455.
Boote 403.
Borde 403.
Böschungskegel 120.
Böschungsstücke 120, 121.
Brauchwasser 322.
Bretter 131.
Bretterwand, einfache 12.
Brixsche Formel 38.
Brüche 356.
Bruchsteingewölbe 75.
Brücke, Beton-, schiefe 122.
—, Eisenbahn-, aus Eisenbeton 91, 96.
— für Fußgänger aus Eisenbeton 82.
—, Gesamtlichtweite einer, 62.
—, Hauptteile einer eisernen, 167.
Brücken, Abdeckung massiver, 115.
Brückenachse 62.
—, Lage der, 62.
Brückenangen 118.
Brückenbahn, Höhe der, 62.
—, Lage der, 62.
Brückenbalken, unbeschlagener, 130.
Brückenbau 61.
Brücken, Baustoffe der steinernen, 71.
—, Befestigung der Belageisen auf den Trägern 182.
—, — — Holzquerschwellen auf den Trägern 180, 182.
—, Beispiele größerer Flußbrücken 92, 93, 94.
—, Belastung durch Menschengedränge 70.
—, Belastung für kleine, 68, 69.
—, Belastungslänge, 69.
—, Berechnung der Querschwellen 181, 182.
—, Beton-, mit Eiseneinlagen 78, 79, 80.
Brücken, Bohlenbelag der Fußwege 190.
—, Breite der Fahrbahn 116.
—, die auf die, wirkenden Kräfte 65.
—, die zu den, verwendeten Eisensorten 171.
—, Eigengewicht der, 65.
—, — — Holz-, 67, 68.
—, — — Stein-, 65.
—, — eiserner, 65, 66, 67.
—, — der Eisenbahn-, 66.
—, Einteilung der, 61.
—, Einzellichtweiten der, 63.
—, eiserne 167.
—, — Eisenbahn-, mit hoher Konstruktion 174.
—, — Eisenbahn-, mit tiefer Konstruktion 174.
—, Endabschluß bei Balken-, 207.
—, — durch Schleppblech 184.
—, — mit Eisenbeton 207.
—, — — ⊏-Eisen 207.
—, Endabschluß der Fahrbahn mit Bettung auf eisernen Eisenbahn-, 184, 185.
—, Entwässerung eiserner, 184.
—, Entwässerung massiver, 115, 116.
—, Entwässerungsrohr, 117.
—, Fahrbahn eiserner Eisenbahn-, 179.
—, Fahrbahn massiver, 115.
—, — mit Bettung auf eisernen Eisenbahn-, 176, 182.
—, — ohne Bettung auf eisernen Eisenbahn-, 174, 175, 179.
—, — von Straßen-, 176.
—, Formeln für die Scheitelstärke kleiner gewölbter, 87.
—, Fußwege aus Betoneisenplatten 190.
—, — aus Steinplatten 190.
— -Geländer, Belastung der, 70.
—, Gelenke gewölbter, 80, 81.
—, gerade 62.
—, — eiserne 177.
Brückengewölbe aus einzelnen Gurtbogen 121, 123.
—, Ausrüstung der, 127.
—, Übermauerung der, 117.
Brücken, gewölbte 71.
—, — Fluß-, Strom- u. Tal-, 90.
—, —, statische Berechnung der, 96.
Brückengradiente 174.
Brücken, Grundrißanordnung eiserner, 177.
Brücken, Grundriß- und Höhenlage kleiner, 64.
—, Hauptmaße der, 63.
—, Hauptteile der, 61.
—, — — eisernen, 167.
—, Hauptträger eiserner, 167.
—, Herstellung der Stein-, 74.
—, — der Stirnen schiefer, 122.
—, hölzerne 130.
— im allgemeinen 61.
Brückenjoch 135.
Brückenkanäle 91, 92.
Brücken, kleine gewölbte 87.
—, — —, Gewölbeformen 88.
—, konstruktive Ausbildung der einzelnen Bestandteile massiver, 115.
—, Kostenüberschläge 239.
—, — eiserner Überbauten 240.
—, — für Landpfeiler 240.
—, — gewölbter, 239.
—, — hölzerner Überbauten 240.
—, lichte Höhe bei verschiedenen, 63, 64.
—, Lichtweiten bei verschiedenen, 63, 64.
—, — der, 62, 63.
—, Lichtweite der, über Eisenbahnen 63.
—, — der, über Straßen 63.
—, massive 71.
—, —, spezifische Gewichte der Baustoffe, 73.
—, —, zulässige Beanspruchung der Baustoffe, 73.
—, offene 168, 238.
Brückenöffnung, Lichtweite einer, 62.
Brücke, normale Lichtweite einer schiefen, 62.
Brückenpfeiler 61.
Brücken, Querträger eiserner, 167.
—, ruhende Last gewölbter, 96.
—, schiefe 62, 121.
—, schiefe Beton-, 122.
—, schiefe eiserne, 177, 178.
—, —, mit gemischten Gewölben 121.
—, —, — geraden Gewölben 121.
—, —, — schiefen Gewölben 121.
—, Schienen auf Eisenquerschwellen 181.
—, — — Holzquerschwellen 180.
—, Schienenbefestigung direkt auf den Querträgern 179.

Brücken, Schienenbefestigung direkt auf Längsträgern 180.
—, spezifische Gewichte der Baustoffe massiver, 73.
—, ständige Last gewölbter, 96.
Brücken, statische Berechnung gewölbter, 96.
—, steinerne 71.
Brückentafel aus Betoneisen 189.
— — Betoneisenkonstruktionen 189.
Brückenträger, Berechnung eiserner, 193.
—, Momente und Querkräfte durch Eigengewicht 193.
—, — — — durch Verkehrsbelastung 194.
—, hölzerne 138.
Brücken, Überbauten der, 61.
— über Eisenbahnen 63.
—, Überschüttung der, -gewölbe 115.
—, Umrechnung der Verkehrslast in Wölbmaterial 98.
— über Straßen 63.
—, Verkehrslasten der Eisenbahn-, 68, 69.
—, — der Straßen-, 69, 70.
—, vorteilhafteste Weite der einzelnen, -öffnungen 90.
—, Widerlagerstärke kleiner gewölbter, 87.
—, zufällige Last gewölbter, 96.
—, zulässige Beanspruchungen der Baustoffe massiver, 73.
—, Zement-Bruchstein-, 75.
Brücke, Schräge einer schiefen, 121.
—, schiefe Lichtweite einer schiefen, 62.
Brunnen 270.
—, Absenken der Fundierungs-, 52.
—, artesische 252.
—, Ausfüllen der Fundierungs-, 52.
—, Bohren der, 274.
—, eiserne 273.
—, erforderliches Futterrohr beim Bohren der, 274.
—, fließende 255.
— für einen Brückenpfeiler 115.
—, Futterrohr für das Bohrloch 274.
—, gemauerte 271.
—, — mit durchlässigen Wänden 273.
Brunnengründung 49.
Brunnengründung, Anwendung der, 50.
— eines Wohngebäudes 50.
Brunnen, gußeiserne 273.
—, Herstellung der, durch Senken 271.
Brunnenkammer 277.
Brunnenkessel 270.
Brunnenkranz aus Eisen 51, 272.
— — Holz 51, 272.
— — — mit eiserner Schneide 51, 272.
Brunnenkränze 272.
Brunnenmantel 270, 272.
—, durchlässiger 270.
— mit Bretterschalung 272.
Brunnen mit durchlässigen Wandungen 273.
Brunnenschling 272.
Brunnensteine 270.
Brunnenstube 254, 277.
— im Eybtale 278.
—, kleine 277.
Brunnen, Wandstärke gemauerter, 272.
Brusthölzer 337.
Buckelplatten 173, 174.
—, Vernietung der, 183.
Bügel-Armierungen 82.
Bugwelle 408.
Buhnen 440, 441, 459.
—, Ausführung der, 442.
—, deklinante 441.
—, durchlässige 443.
—, einander gegenüberliegende, 441.
—, Entfernung der, voneinander 441.
Buhnenfelder 440.
Buhnen, gleichzeitige Anwendung von, und Parallelwerken 441.
—, Herstellung der versenkten 460.
—, — von Stein-, 460.
—, hochwasserfreie 440.
—, inklinante 441.
—, Kopf der, 440.
—, Krone der, 440.
—, normale 441.
—, senkrechte 441.
—, Streichseite der, 440.
—, überflutbare 440.
—, versenkte 440, 442.
—, Wurzel der, 440.
Buhne, Wirkung einer, 440.
Bundpfähle 14.
Buschholz 446.

Caisson 55.
—, Schwimm-, 57.
CARROsche Gelenkklappen 399.
Coupillen 232.
Dammbalken 392.
—, in Falze eingreifende, 392.
—, in Nuten eingreifende, 392.
— mit Haken 392.
— — Ringen 392.
Dammbalkenwehre 376, 392.
Dammbrust 285.
Dammfalze 392, 394.
Damm, von PRESSEL ausgeführter 457.
Dampfmaschinen für Wasserförderung 255.
Dampframme 37.
Dampfschiffahrt 405.
Dampfstraßenwalze 70.
DARCYsche Röhre 370, 371.
DARCYS Formel 304.
Deckbretter 138, 139.
— auf Luftklötzen 138.
Decklagen auf Böschungen 450.
Deckplatten der Blechträger 200.
Deckplattenenden, Abstand d. theoretischen, vom Auflager 203.
Deckplatten, Länge der, 203.
—, theoretische Enden der, 202.
Deckwerke 439.
Deichbasis, Vorbereitung der, 481.
Deichbruch 484.
—, gewöhnlicher 485.
Deiche, Absackungen der Außenböschung 484.
—, Außenberme 472.
—, Außenbermegraben 472.
—, Außenböschung der, 472.
—, Binnenberme 472.
—, Binnenbermegraben 472.
—, Binnenböschung der, 472.
—, Böschungsschutz 483
—, Durchfahrten 474.
—, geschlossene 474.
—, Kappe der, 472.
—, Krone der, 472, 482.
—, Lage der, 471.
—, offene 470.
Deicherde 481.
—, Schüttung der, 482.
Deiche, Reiten der, 482.
—, Steinpflaster der Böschung 482.
—, Schutz gegen den Wellenschlag 483.
—, Stopfung größerer Quellen 484.
—, Verhütung des Überlaufs des Wassers bei Eisstopfungen 484.
—, Verstärkung des, durch einen Fangdamm 484.
—, Wiederherstellung eines, 485.

Deichfläche, Sicherung der, 482.
—, Verlegen der Rasen 482.
Deichgenossenschaften 483.
Deichkappe 472.
—, Breite der, 472.
Deichlücken 474.
Deich mit Tonkern 481.
Deichrampen 473, 474.
Deichschleusen 474.
—, Lage, Weite und Höhenlage 475.
—, offene 475, 480.
—, Verschlußvorrichtungen 476.
—, Zweck der, 474.
Deichschleuse, massive, mit Schütz 479.
—, —, mit Stemmtor 480.
Deichverbände 483.
Deichverstärkung 483
Deichverteidigung 483.
Deich vor einem Kolk 473.
Deichwachen 483.
Deichweite 471.
Deplacement 403.
Dichteisen 340.
Differdinger Profile 173.
Distriktskanäle 327.
Dockschleuse 487.
I-Eisen 172, 173.
Doppelschleusen 426, 486.
I-Träger 199.
Drainleitungen 275.
Drehklappen 502.
Drehschütze 502.
Drehtore, einflügelige 500.
Drempel 486.
Drempelanschlag 491.
Drempeldreieck 477, 495.
Drempel, senkrechte Höhe des, über dem Torkammerboden 491.
Druckfigur 101, 388.
Druckhöhe des Wassers 265.
— für Feuerlöschzwecke 267.
—, nützliche 267.
Druckhöhenverluste 266.
Druckluftgründung 54.
— mit Schwimm-Caisson 57.
— — verlorener Arbeitskammer 56.
Druckmesser 265.
Druckschläge 74.
Druckwasserbagger 11.
Druckwasserschleusen 504.
Druckzonen 267.
—, obere 267.
—, untere 267.
—, Versorgung verschiedener, 267.
Dübel 143, 149.
—, Berechnung der, 148, 149.
—, Breite der, 150.
Dübel, Entfernung der, voneinander 149.
—, gerade gestellte 144.
—, schräg gestellte 144.
Dükdalben 416.
—, Belegen der, 417.
Düker 310.
—, Baustoff der vollkommenen, 311.
—, Berechnung der, 311.
— durch den Kielgraben in Danzig 311.
— — die Mottlau bei Danzig 311.
—, gemauerte 311.
—, Längsschnitt eines, 312.
—, Reibungshöhe der, 312.
—, Tauchtiefe der, 311.
—, unvollkommene 311.
—, Verlegung der Fluß-, 311.
—, vollkommene 311.
Durchdeichung 485.
Durchlässe 83.
—, gedeckte 83.
—, gewölbte 85.
—, gewölbte, ohne Flügelmauern 86.
— in starkem Gefälle 87.
—, Kostenüberschläge 239.
— mit parabelförmiger Wölblinie 86.
—, offene 83.
—, Stärke der Widerlager 87.
—, überwölbte 85, 86.
—, umwölbte 85.
Durchlässige Bauten 440, 443.
Durchlaufende Träger 140, 192.
Durchstiche 444, 461.
—, Ausführung der, 460.
—, halber Querschnitt eines, 461.
—, Wirkung vollendeter, 455.

Ebenenlager 230.
Eckpfähle 14.
Eichpfahl 377.
Eiform der Kanalquerschnitte 329.
Eikanäle aus Zementbeton 336.
—, Hauptvorteil der, 329.
— mit Betonhinterfüllung 336.
— mit Widerlagern 336.
Eimerketten 16.
Eimerkettenbagger 11.
Eimerrad 16.
Einbauten 439, 459.
—, Ausführung der, 459.
—, versenkte 440.
Einfallschächte 345.
Einlage 485.
Einlaßschleusen 376, 428.
Einlaßstücke 342.
— aus gebranntem Ton 342.
Einlauf, gußeiserner Regenrohr-, 347.
— in tief gelegenen Höfen 346.
—, Regenrohr-, von Geiger 346.
Einlaufschacht 345.
Einlaufstellen für Dachwasser 346.
— für Hofwasser 346.
Einschnürung des ausfließenden Wasserkörpers 259.
Einsteigschächte 342
—, Abdeckung der, 343.
—, Abstand der, voneinander 342.
—, Einsteigöffnung der, 343.
—, geeignetste Grundrißform für, 343.
—, gußeiserne Schachtdeckel der, 344.
—, Schachtdeckel mit Holzfüllung, 344.
—, Schachtdeckel mit Lüftungsöffnungen 344.
Einsteigschacht für größere Kanäle 343.
— für kleinere Kanäle, 342, 343.
Einzelkarten der Wasserläufe 366.
Einzellichtweiten 63.
Eisbrecher 411.
Eisenbahnbrücken, Querschnitte der, 174.
—, Verkehrslasten der, 68.
Eisenbetonbalken 189.
Eisenbetonbrücken 78, 79, 80.
—, Leitsätze für die statische Berechnung der, 103.
—, Rechnungsverfahren mit Beispielen 105.
—, statische Berechnung der, 102.
Eisenbetongelenke 81.
Eisenbetongewölbe 77.
—, Armierung der, 78.
Eisenbetonpfähle 32.
Eisenbetonpfahlrost 42, 47, 48.
Eisenbeton-Rammpfähle 45.
Eisenbrücken, Querschnittsanordnung der, 174.
Eisen, das zu den eisernen Brücken verwendete, 168.
Eiseneinlagen nach System Hennebique 82.
— — — Möller 82.
—, Zurichten der, 83.
Eisenschwellrost 31.
Eisgang 365.
Eisstand 365.
Eisstopfung 365.
Eisversetzung 365.

Endabschluß bei Balkenbrücken 207.
— mit Eisenbeton 207.
Endpfeiler 61, 119.
—, hölzerne 164.
— massiver Brücken 119.
Enteisenung des Grundwassers 264.
Entgleisungsträger 181.
Entlastungskasten 315.
Entlastungsvorrichtung 284.
Entwässerung der Brückengewölbe 116, 117.
Entwässerungsrohre der Brükkengewölbe 117.
Entwässerung der Städte (s. auch Straßenkanäle) 241, 322.
— — —, allgemeine Anordnung des Kanalnetzes 326.
— — —, Arten der Kanäle 327.
— — —, Berechnung der Kanäle 308.
— — —, Entlastungsanlagen 327.
— — —, günstigste Gefälle der Kanäle 328.
— — —, Höhenzonen 327.
— — —, Kanalnetz 326.
— — —, Kanalnetz der Stadt Breslau 326.
— — —, Menge des abzuführenden Brauchwassers 323.
— — —, Menge des abzuführenden Regenwassers 323.
— — —, Menge des abzuführenden Wassers 322.
— — —, Schlußbemerkung 352.
— — —, Sohlengefälle der Kanäle 328.
— — —, Tiefenlage der Kanäle 328.
— — —, Verzögerung des Abflusses 324.
— — —, Vorarbeiten 323.
— — —, zweckmäßige Abflußquerschnitte 329.
Entwässerung des Überbaues eiserner Eisenbahnbrücken mit Bettung 184.
Entwässerungskanäle, städtische 328.
—, —, aus Bruchsteinen 334.
—, —, — Eisenbeton 334, 335.
—, —, — gebranntem Ton 335.
—, —, — Werksteinen 334.
—, —, — Zementbeton 334.
—, —, — Ziegeln 334.
—, —, Baustoffe 333.
—, —, Bekleidung der Rinne der, 334.
Entwässerungskanäle, städtische, Größenklassen 330.
—, —, mit Gangbahn 332, 333.
—, —, Rauhigkeitsbeiwert 330.
—, —, Scheitelstärke 335.
—, —, sonstige Querschnittsformen 333.
—, —, Tiefenlage 328.
—, —, Wandstärke 335.
—, —, Weite 328.
Entwässerungsschleusen 376.
Erdbogen 19, 119.
Erddämme zur Umschließung der Baugrube 12.
Erdkappen 19.
EYTELWEINsche Geschwindigkeitsformel 306.

Fachbaum der Wehre 383, 387.
Fachwerksbrücken, hölzerne 133, 155.
— Berechnung hölzerner, 157.
—, engmaschige Systeme, 213.
—, hölzerne 152, 156.
Fachwerksstäbe, Größe und Form der Querschnitte 219.
—, praktische Rücksichten bei Bildung der Querschnitte 220.
—, Querschnitte der Diagonalen 222.
—, — — Gurtungsstäbe 221.
—, — — Pfosten 222.
—, Querschnittsbildung der, 219.
—, zulässige Inanspruchnahme 220.
—, zu vermeidende Wassersäcke 220.
Fachwerkträger 192.
—, Beanspruchung der Diagonalen 214.
—, Beanspruchung der Pfosten 215.
—, engmaschige Systeme 213.
—, Felderzahl der, 217.
—, Form der gekrümmten Gurtung 216.
—, Füllungsstäbe der, 210.
—, Gitterstäbe der, 209.
—, Gurtungen der, 209.
—, Herstellung der Knotenpunkte 223.
—, Höhe der, 213.
—, mehrteilige Systeme 212.
—, Spannungen in den Diagonalen, 217, 218.
—, — — — Gurtstäben, 218.
—, — — — Pfosten, 218.
Fahrbahndecke 133, 134.
— aus Asphalt 189.
Fahrbahndecke der eisernen Straßenbrücken 168, 187.
— hölzerner Straßenbrücken 133.
Fahrbahn der Straßenbrücken 187.
— eiserner Eisenbahnbrücken 187.
Fahrbahngerippe 168.
Fahrbahn mit Bettung auf eisernen Eisenbahnbrücken 176, 183.
— ohne Bettung auf eisernen Eisenbahnbrücken 179.
Fahrbahntafel 133.
— aus Belageisen 185.
— — Bohlen 133.
— — Buckelplatten 183.
— — ebenen Blechen 183.
— — Hängeblechen 183.
— — Tonnenblechen 184.
—, Berechnung der, 133.
— eiserner Straßenbrücken 168, 187.
— hölzerner Straßenbrücken 133.
Fahrrinne 360.
Fahrwasserbreite 466.
Fahrwassertiefe 466.
Fallblock 35.
Fallen der Schützenwehre 387.
Fallen des Wassers 359.
Fallrohrquerschnitt 347.
Fallwasser 376.
Falzung 14.
Fangbuhne 444.
Fangdämme 12.
—, Beton-, 13.
—, bewegliche 15.
—, Breite der, 13.
—, einfache 12.
—, Kasten-, 12.
—, —, doppelte 12.
—, Stärke der, 13.
Faschinen 446.
—, Anfertigung der, 446.
Faschinenholz 446.
Faschinenkreuze 446.
Faschinenwerke 448.
Federung 14.
Felsenstrecke des Rheins unterhalb Bingen 468.
Feuerteiche 254.
Filter, Arbeitsgeschwindigkeit der, 282.
Filtern, Ausgaben für das, 283.
Filterbecken 281.
Filter, bedeckte 282.
—, Betriebsfläche der, 282.
Filterbett 281.
Filterbrunnen 274.
Filter der Altonaer Wasserleitung 282.

Filter des Strahlsunder Wasserwerks 282.
—, Druckhöhe des Wassers 282.
—, Ergiebigkeit der, 282.
Filterhaut 281.
Filterkorb 274.
Filter, offene 282.
—, Stützschichten der, 282.
Filterung des Kanalwassers 349.
Fischbauchträger 210, 211.
Fischleitern 400.
Fischträger 210.
Fischpässe in Wehren 400.
— nach dem Schwimmsystem 400.
— — — Sprungsystem 400.
—, Sparren der, 400.
—, Zungen der, 400.
Fischtreppen 400.
Fischwege 400.
Flachbrunnen 270.
Flacheisen 172.
Flächenlager 230, 232.
Flachgründungen 8.
Flachwalzen 234.
Flechtwerke 448.
Flechtwerkstränge 451.
Flechtzäune 448.
Fliehkraft bei Eisenbahnbrücken 70.
Floßdurchlässe 387, 389, 403.
Flöße 402.
Flöße, Breite der, 403.
Flößerei 402.
Floßgasse, Talmühle, an der Nagold, 389.
Floßhäfen 412.
Floßschleuse 429.
Flügeldeiche 470, 473.
Flügel, hydrometrische 371.
Flügelmauern 120.
Fluggerüst 456.
Fluorescëin 249.
Flußbau 435.
—, Aufgaben des, 435.
—, Baubestandteile 446.
—, Baustoffe 446.
—, Linienführung für ein dreifaches Profil 437, 438.
—, — für ein doppeltes Profil 437.
—, Fugen der Pflasterungen 447.
—, Pflasterungen 447.
—, Steinwerke 446.
—, Steinwürfe 447.
Flußbauten, Ausführung der 456.
Flußbrücke mit einer Öffnung 92.
Flußbrücke mit zwei Öffnungen 93.
— — vier Öffnungen 94.
Flußbrücken, gewölbte 90.
Flußdeiche, s. auch Deiche, 469.
—, Einteilung der, 469.
—, Herstellung der, 481.
—, Lage der, 471.
—, Querprofil der, 471, 472.
—, Unterhaltung der, 483.
—, Zweck der, 469.
Flußdeichschleusen 469.
—, Zweck der, 474.
Flüsse 357.
Flußeisen 168, 169.
—, Bearbeitung des, 171.
Flüsse, nicht schiffbare, 357.
—, schiffbare 357.
Fluß, gezähmter 435.
Flußhäfen 411.
Flußkrümmungen 436.
Flußläufe, Regelung der, 438.
Flußpfeiler 61.
Flußschiffe 403.
Flußschleusen 487.
Flußseen 356.
Flußspaltungen 467.
Flußstahl 170.
Flußstrecken, kanalisierte 402.
—, schiffbare 402.
Fluß, verwilderter 435.
Flutöffnungen 429, 432, 433.
Förderhöhe, nützliche, der Pumpen 317.
—, wirkliche 317.
Franksche Röhre 371.
Freiarchen 376, 387.
Freischleuse 387.
Freiwasser 387.
Frontdeiche 471.
Frostgrenze 7.
Fugenverstrich gewölbter Brücken 76.
Füllpfähle 6.
Füllungsstäbe 210.
Fundament 1.
Fundamentabsenkung 8, 31.
Fundamentaufbau 8.
Fundamentsohle, Tiefe der, 7.
—, Verbreiterung der, 18.
Fußdeich 473.
Fußwegdecke eiserner Brücken 190.
Fußwege der Eisenbahnbrücken 168, 190.
— — Straßenbrücken 135,190.
Fußweg in Eisenbeton 189.
Fußwegtafel aus Belageisen 190.
— — Bohlen 190.
— — Wellblech 190.
— eiserner Brücken 190.
Fußwegüberführung aus Eisenbeton 79.
Fußwegüberführung, hölzerne 151.

Gabelrohre 339.
Galerien 143.
Gangbahnen in Stammkanälen 332, 333.
Ganguillet-Kuttersche Formel 308.
Ganzholz 131.
Ganzholzspundwände 13.
Gebirgsbäche 357.
Gebirgsflüsse 357.
—, Bändigung der, 465.
Gebrauchszahl 306.
Gefahrdeiche 470.
Gefälle, absolutes 360.
— eines Wasserlaufs 360.
Gefällekurve 360.
Gefälle, relatives 360.
Gefällslinie 266.
Gefrierverfahren von Pötsch 6.
Gegenbehälter 293.
Gegendiagonalen 215.
Gehänge der Wolfschen Bauten 454.
Gehängestange 454.
Gehängetafeln 454.
Geländer eiserner Brücken 168.
Gelenke der Brücken 97.
Gelenkklappen von Carro 399.
Geradlegung eines Flußlaufs 439.
Gerbersches bewegliches Tangentialkipplager 233.
— festes Tangentialkipplager 232.
Gerinne 301.
—, Berechnung der, 308.
—, Querschnitte u. hydraulische Tiefen der, 307.
Gerölle 364.
Geschiebe 364.
Geschwindigkeit, mittlere, des Wassers 258.
—, Linien gleicher, 372.
— natürlicher Wasserläufe 360.
—, Schichtenplan der — n 372.
Geschwindigkeitsformel von Ganguillet und Kutter 373.
Geschwindigkeitshöhe 259,261.
Geschwindigkeitslinien 259.
Geschwindigkeitsmesser 369.
Geschwindigkeitsmessungen 369.
Geschwindigkeitsformeln 373.
Geschwindigkeits-Koeffizient 302.

Geschwindigkeitszahl 302.
Geschwindigkeitszahlen der Grundformel 305, 374.
Gestöre 402.
Gewässer, fließende 355.
—, —, verschiedene Arten, 357.
—, stehende 355.
—, —, verschiedene Arten, 356.
Gewölbe, Abdeckung der, 86.
— aus Backsteinen 76.
—, Ausführung der Stirnstücke als schiefe, 123.
— aus gemischtem Mauerwerk 75.
— — Ziegelmauerwerk 76.
— -Gewicht 65.
—, günstige Form des, 100.
—, Hintermauerung der, 86.
—, Kantenpressungen im, 101.
— nach System HENNEBIQUE 79.
— — — MELAN 79.
— — — MÖLLER 79.
— — — MONIER 79.
—, Schutz der, gegen Eindringen des Tagewassers 86.
Gewölbestärke, praktische Formeln zur Bestimmung der, 87.
Gewölbe, statische Untersuchung der, 97.
—, Überschüttungshöhe im Scheitel der Brücken 116.
—, umgekehrte 19.
Gewölbewiderlager nach MÖLLER 119.
Gitterstäbe 209, 210.
Gleitlager 230.
Gletscherbäche 357.
Gräben 301, 357.
—, Berechnung der, 308.
—, Querschnitte u. hydraulische Tiefen der, 307.
Gratspundung 14.
Greifring 38.
Greifzange 38.
Griesholm 387.
Griespfeiler 387.
—, Deckung der Nut in, 387.
Griessäule 387.
Grieswände 387.
Grubenwandungen, Absprei-zung der, 10.
Grundablässe 376, 387.
—, Ausfluß des Wassers bei, 379.
Grundbank 8.
Grundbau 1.
—, im, zu verwendende Baustoffe, 7.
Grundbauten, Sicherung der, gegen Unterspülung 58.
Grundbau mit Senkfaschinen 449.
—, Zweck des, 1.
Grundböschung 442.
Grundbruch 285, 484.
Grundeis 365.
Grundformel von EYTELWEIN 306, 307.
Grundjoch 165.
Grundläufe 489, 490.
Grundmauerwerk, Abtreppung des, 18.
Grundpfähle 32.
Grundplatte 234.
Grundpreis des Walzeisens 171.
Grundsägen 39.
Grundschlitze 285.
Grundschwellen des Pfahlrostes 39.
— in Wasserläufen 439, 440, 442.
Grundstellung des belastenden Zuges 106.
Gründung auf Beton 26.
— — Pfahlrost 32, 42.
— — Schwellrost 21.
Gründungen, Arten der, 6.
—, Einteilung der, 6.
—, Kosten der, 59.
—, zusammengesetzte 57.
Gründung, Gefrierverfahren f. -szwecke 6.
— mittels Schwimmkasten 22.
— mittels Senkkasten 22.
— — —, Ausführungsweise der, 23.
Gründungsarten, Beschreibung der einzelnen, 18.
—, mögliche 8, 9.
Grundwasser 246.
—, Arten des, 246.
Grundwasserbecken 247.
Grundwasser, Beschaffenheit des, 250.
—, Bewegung des, 246, 248.
—, brackiges 245.
—, Enteisenung des, 281, 283.
—, Entstehung des, 246.
—, Gewinnung des, 268.
—, Höhenplan des, 248.
—, Schichtenplan des, 269.
—, — —, Veränderung des, 271.
Grundwasserspiegel, örtliche Senkung des, 250.
Grundwasserstand, Einfluß der Höhe des, 250.
—, Höhe des, 249.
Grundwasserströme 247.
Grundwasserströmung, Geschwindigkeit der, 249.
Grundwasserträger 246, 249.
Grundwehre 376, 379.
—, Durchflußmenge bei, 379.
Grundwehr, hölzernes 384.
Gruppenpfeiler, 92, 115.
Gruppenwasserversorgung 256.
—, Wassergewinnungsanlage einer, 270.
GUILLEMAINsche Hakennadel 393, 394.
GUMPPENBERGsche Senkfaschinen 449.
Gurtplatten der Blechträger 200.
— — —, Breite der, 200.
— — —, Länge der, 202.
— — —, Stärke der, 200.
— — —, Zahl der, 200.
Gurtstäbe, Stöße der, 225.
Gurtungen 209.
—, Form der 210.
Gurtungsstäbe aus ⊏-Eisen 222.
—, H-förmiger Querschnitt der, 221.
—, kreuzförmiger Querschnitt der, 221.
—, Querschnitte der, 221.
—, Querschnittsveränderungen der, 222.
—, T-förmiger Querschnitt der, 221.
—, zweifacher T-förmiger Querschnitt der, 221.
Gurtungswinkeleisen 200.
Gußbeton 72.
Gußeisen 169.
Gußstahl 171.

Häfen 411.
—, Anladevorrichtungen 416.
—, Ausstattung der Ufer 415.
Hafen an der Brahemündung 412.
Hafenbecken, Längen der, 415.
—, Sohlenbreite der, 414.
Häfen, Befestigung der Ufer 415.
—, Breite der Einfahrten 414.
—, — — Plätze 416.
Hafen bei Frankfurt a. M. 414.
— — Schierstein 412.
Hafendämme, hochwasserfreie 413.
Häfen, Einfahrt in Handels- und Winter-, 413.
—, Hafenbecken großer Handels-, 414.
—, Höhe der Kaimauern 415.
—, Höhenlage der Zungen und Plätze, 414.
—, kleinere 412.
—, Lagerplätze 415.

Häfen mit zwei Einfahrten 414.
—, Richtung der Einfahrten 414.
—, Wendeplätze 415.
—, Zungen der, 413.
HAGENsche Geschwindigkeitsformeln 373.
Hakennadel von GUILLEMAIN 393. 394.
Halbholz 131.
Halbholzspundwände 13.
Halbparabelträger 211, 212.
Halsband, den Halszapfen umschließendes, 501.
Halszapfen 496.
Haltepfähle 404, 417.
— mit Streichhölzern, 404.
Haltungen 429, 485.
Handbagger 10.
Handelshäfen 412.
—, Einfahrt in, 413.
—, große 413.
—, Tiefe der, 413.
Handpfähle 446.
Handrammen 35.
Hängesäule aus zwei Hölzern 153.
— mit beiderseitigen Holzlaschen 153.
Hängesäulen 152.
—, Verbindung der einfachen, mit den Streben und dem Balken 153.
Hängesprengwerk 159.
Hängeträger 192.
Hängewerk, Berechnung des einfachen, 154.
—, — — zweifachen, 154.
Hängewerke 152
— mit Spannringeln 152.
Hängewerk, einfaches 153.
Hängewerke, Streben der, 152.
—, Verbindung der einzelnen Teile, 153.
Hängewerk, Stabspannungen eines zweifachen, 155.
—, zweifaches 154.
Hängewerksbrücke mit einsäuligem Hängewerk 152.
— — zweisäuligem Hängewerk 152.
Hängewerksbrücken, hölzerne, 152.
HARLACHERscher Flügel 372.
Härtegrade 264.
Hauptbalken der Hängewerke 152.
Hauptdeiche 469.
Hauptdiagonalen 215.
Hauptjoch 165.
Hauptsiel 475.
Hauptspeisegräben 428.
—, Querschnitte der, 428.
Hauptstäbe 81.
Hauptträger eiserner Brücken 167, 192.
Hauptwerke 440.
Hausbrunnen 270.
Hausbrunnen, Ergiebigkeit der, 271.
Hauskanäle 327.
Hausteingewölbe 74.
Heber 312.
Heberleitung für Wasserversorgungsanlagen 313.
Heber, LESLIEscher 11.
HENNEBIQUE-Rammpfahl 45.
Herdfrischverfahren 170.
Herdmauern 85.
Hinterkopf 119.
Hintermauerung der Halbkreisgewölbe 86.
Hinterpfeiler an Schleusen 494.
Hitze 35.
Hochbehälter (siehe auch Wasserbehälter) 284, 292, 293.
—, Arten u. Ausstattung 293.
—, Auslauf für die Entleerung, 298.
— aus Mauerwerk 293.
— — Schmiedeisen 295.
—, Berechnung der Blechstärke 296.
—, Betrieb bei dem, zu Bernburg 299.
—, Einlauf des ankommenden Wassers, 298.
—, Einmündung des Fallrohrs 298.
— für Deuben 295.
— — Minden i. W. 294.
— — Pforzheim 295.
— — Szegedin 298.
—, Größe u. Lage 292.
— innerhalb der Stadt 293.
— mit durchhängendem Boden 296, 297.
— — Gegenboden 297.
— — Halbkugelboden 298.
— — Kegelboden 297.
—, Überlauf der, 299.
—, Wasserdichtheit der, 300.
Hochwasserabschlüsse 353.
Hochwassermenge 359.
Hochwasserwelle, Längenschnitt einer, 361.
Höhenzonen 327.
Holzarten, zulässige Inanspruchnahme der, 132.
Holz, baumkantiges 131.
Holzbrücken 130.
—, Ableitung des Wassers 136.
—, Anwendbarkeit und Dauer 130.
—, Arten 133.
—, Balkenträger 137.
Holzbrücken, Baustoff der, 130, 131.
—, Berechnung der Bohlenlage der, 133.
—, Beschotterung der, 135, 136.
—, Bohlenbelag der, 133, 134, 135.
—, Brückenjoch 135, 136.
—, Endauflager der Balken 139.
—, — mit Stirnbohle 139.
—, — — Stirnmauer 139.
—, Fahrbahndecke der, 134.
—, Fahrbahn für Eisenbahnen 137.
—, Fußwege bei, 135.
—, Geländeranordnungen 137.
—, Geländer der, 136.
—, — —, Maße der, 137.
—, Lagerung der Balkenenden auf Holzjochen 140.
—, — — — — Mittelpfeilern 140.
—, Mauerschwellen bei, 139.
—, Stärke der Fußwegbohlen 136.
—, Teile der, 133.
—, Überdachung der Balken mit Deck- u. Seitenbrettern 138, 139.
—, Verlaschung der Balken 140.
—, Verwendungsgebiet, 130.
Holz, Gewicht des, 132.
Holzjoche, Abmessungen der einzelnen Teile 166.
Holzpfahlrost 32.
— mit Betondecke 42.
Holzpflaster auf eisernen Straßenbrücken 188.
Holz, Schutz des, gegen Zerstörung 132.
—, Schutz gegen Feuersgefahr 133.
—, Schutzmittel gegen das Faulen 132.
—, waldkantiges 131.
Holzwerke 455.
Horizontalverband 168.
HOWEsche Träger 155, 156.
— —, Einzelheiten der, 156.
Hubhöhe der Rammen 36.
Hubtore 500.
Hydraulische Druckhöhe 265.
Hydraulischer Radius 302.
Hydraulische Tiefe 302.
— — des Eikanals 331.
— — — Kreiskanals 331.
Hydrometrische Flügel 371.
— — von HARLACHER 372.
Hydrometrische Röhren 370.
Hydrostatische Druckhöhe 265.
Hydrostatischer Druck 265.

Indische Schaufel 11.
Interimsbrücken 130.

Jungfer 34.

Kähne 403.
—, eingetauchter Hauptquerschnitt der, 406.
—, eiserne 403.
Kaimauern 442.
Kalkmörtel, hydraulischer 72.
Kalkzementmörtel 72.
Kammerschleuse, Abfallmauer der, 406, 486.
—, einfache 486.
—, doppelte 486.
— für zwei nebeneinander liegende Schiffe 486.
—, Gebäude für den Schleusenmeister 434.
—, Gefälle der, 406.
—, gewöhnliche 486.
—, Grundriß einer, 492.
—, Kammer der, 406, 485.
Kammerschleusen 406, 485.
—, Einrichtungen zur Wasserersparnis 502.
Kammerschleuse, nutzbare Länge, 406.
—, Oberhaupt der, 406, 486.
—, Querschnitt einer, mit hölzernem Boden 493.
—, Schleusen der Schiffe 406.
—, Unterhaupt der, 406, 486.
Kämpferdrücke 97.
Kämpfergelenke 81, 97.
Kanalbett, Dichtung des, 423.
—, — mit Beton 424.
—, — — getrübtem Wasser 424.
—, — — Sand 424.
—, — — Tonschlag 424.
—, Mörtelpflasterung des, 424.
Kanalbrücken 92.
Kanäle (s. auch Binnenkanäle) 357.
—, Abstand zwischen Kanalsohle und Schiffsboden 407.
—, Entlastung der, 429.
—, Fahrgeschwindigkeit der Kähne 424.
— für die Binnenschiffahrt 418.
— in Niederungen 419.
Kanalhäfen 415.
Kanalisierung der Flüsse 429.
— — —, Wehranlage 432.
— — —, Zweck der, 429.
— des Mains bei Frankfurt 430.
—, Nachteile der, der Flüsse 430.
—, Vorteile der, der Flüsse 430.
Kanalschiffe 403
Kanalschleusen 487.
Kanalufer, Befestigung der, 424.
Kantenpressungen im Gewölbe ohne Eiseneinlagen 101.
Kantholz 131.
Kanthölzer, Normalprofile für, 131.
Kappholz 456.
Kappstürzung 485.
Karten 366.
Kastenfangdämme 12.
—, doppelte 12.
Kastengründung 54.
Kastenrad 16.
Katarakte 468.
Katze 36.
Kehren des Hochwassers 469, 486.
Keile als Ausrüstungsvorrichtung 126.
Keilspitt 482.
Kesselschleuse 486.
Kettenpumpen 16.
Kettenschiffahrt 405.
Kettensteinwürfe 58.
Kies 364.
Kiesbeton 72.
Kiesbuhnen, Herstellung der, 460.
Kiessenkfaschinen 450.
Kippbolzen 233, 234.
—, Berechnung der, 236.
Kipplager 230, 231.
Kipp-Platte 233, 234.
—, Berechnung der, 236.
Kippschaufel 16.
Klappenwehre 376, 397, 433.
—, durch Wasserdruck zu öffnende, 397.
—, durch Wasserdruck zu öffnende und zu schließende, 398.
Klappenwehr mit Gelenkklappen 399.
— — Schmetterlingsklappen 398.
— von Chanoine 397.
Klapptore 500.
Kläranlagen, ausgeführte 351.
Klärbecken 281.
—, Abklärungszeit 281.
—, Wassertiefe der, 281.
Klärbehälter 350.
Klärbrunnen 351.
Klärtürme 351.
Klärung, mechanische 350.
Klauenbagger 11.
Klei 481.
Kleierde 473.
Kluftwasser 247, 248.
Kluftwasserquelle 248.
Kluftwasserstrom 248.
Knierohre 340.
Knotenbleche 224.
—, Anschluß der Stäbe an die, 224, 225.
—, Anzahl der Niete 224.
Knotenpunkt, Auflager-, 229.
Knotenpunkte, Beispiele für die Bildung der, 227, 228, 229.
— der Fachwerksträger 209, 210.
—, Herstellung der, 223.
—, theoretische 225.
Knotenpunktsbildung 223.
Koffer zur Aufnahme der Bettung auf eisernen Eisenbahnbrücken 183, 184.
—, Seitenwand des, 186.
Kolbenpumpen 16.
Kolke 473.
Königspfahl 416.
Konstruktion, hohe 174.
Konstruktionselemente der Eisenkonstruktionen 171.
Konstruktionshöhe, verfügbare, der Eisenbrücken 174.
Konstruktion, tiefe 174.
Kontinuierliche Träger 140, 192.
— —, Momente bei voller gleichmäßiger Belastung 141.
Kontraktion des ausfließenden Wasserkörpers 259, 260.
Kopfbänder, Berechnung der, 146.
Kopfloch 322.
Koppelschleuse 486.
Korrektion eines Flußlaufs 439.
— schiffbarer Flüsse 466.
Kostenüberschläge für Brücken 239.
Kragsteinbrücken 71, 84.
Krangerüste 130.
Kranzhölzer 126.
Kreiselpumpen 18.
Kreiskanäle aus Zementbeton 336.
Kreiskanal mit Widerlagern 336.
Kreislaufsystem 320.
Kreissäge zum Abschneiden von Pfählen 39.
Kreuzholz 131.
Kriegsbrücken 130.
Krone des Wehrs 376, 383.
Kuhhörner 74.
Kulissenschütz 502.
Kuppelschleuse 486.
Kunstramme 36.
Kurvenbrücken 62, 178.
—, schiefe 179.

Küstenflüsse 357.
KUTTERsche Formel 308.
— —, abgekürzte 330.
Kuverdeiche 473.

Lager, Abmessungen der, der Balkenträger 235.
—, bewegliche 230.
— der Balkenträger 230.
—, feste 230.
—, Material der, 230.
Lagerplätze für Straßen-Unterhaltungmaterial 85.
Lagerstuhl 233.
Lager, Zweck und Arten der Lager der Balkenträger 230.
Lamellen 200.
Lampenlöcher 344, 345.
Landpfeiler 61.
Landseen 356.
Landungsbrücken 416.
Landungssteg mit Schraubenpfählen 48.
Langpfähle 32.
Längsbauten 439, 442.
Längsträger höherer Ordnung 167.
—, Verbindung der, II. Ordnung mit den Querträgern 190.
— zweiter Ordnung 167.
Lastenzug der preußischen Staatseisenbahnen 68.
Last, ständige 96.
Lastwagen für Straßen 69.
Last, zufällige 96.
Latten 131.
Laufbrücke 23, 386.
Laufgerüste 130.
Läuferruten 34.
Lauframmen 35.
Laufruten 35.
Lebendige Kraft des Wassers 364.
Lehrbogen 124.
—, Entfernung der, voneinander 125.
—, feste 124.
—, freitragende 124.
—, gesprengte 124.
Lehrbogen, Kranz der, 126.
Lehrgerüst, Detail eines, 128.
Lehrgerüste 124.
—, Abbinden der, 128.
—, Abmessungen der einzelnen Teile 129.
—, Ausrüstungsvorrichtungen, 126.
—, Baustoff der, 124.
—, Binder der, 124.
— der Durchlässe 128.
—, Holzverbindungen der, 128.
Lehrgerüst einer Wegunterführung 124.
Lehrgerüste, Querverbindungen der, 126.
—, Schalung der, 126.
Lehrgerüst, graphische Ermittelung des radial auf das, ausgeübten Druckes 129.
—, Kubikinhalt des erforderlichen Holzes, 129.
— mit Dreieck- und Trapezhängewerken 126.
— — Spreng- und Hängewerken 125.
— — Sprengwerken 125.
— — Trapez- und Dreiecksprengwerken 125.
Leinenzug 404.
Leinpfade 404, 423.
—, Breite der, 404, 423.
Leitdämme aus einem zusammenhängenden Sinkkörper 458, 459.
Leitlinien 437.
Leitrollen 404.
Leitsätze für die statische Berechnung der Eisenbetonbauten 103.
Leitungen mit natürlichem Gefälle 301.
—, offene 332, 333.
—, überdeckte 313, 314.
—, überwölbte 313, 314.
Leitungswiderstände, besondere 266, 306.
Leitwerk aus Kiesschüttung mit abgepflastertem Böschungsfuß 458.
— — Packfaschinen 458.
Leitwerke 439, 442.
— aus Bruchsteinen 457.
— — Faschinen 456.
— — Packfaschinen 458.
—, Ausführung der, 456.
—, Erleichterung der Verlandung hinter den, 443.
—, Herstellung der, aus Bruchsteinen von Fördergerüsten aus 457.
— in gemischter Bauweise 458.
— nach WOLFscher Bauweise 457.
—, Vorbau der, 456.
—, Vorböschung der, 456.
Leitwerk, Steindamm mit Kern aus Kiesschüttung 458.
LESLIEsche Heber 11.
Lichtweite, normale 62.
—, schiefe 62.
Liegender Rost 21.
Linienführung für ein doppeltes Profil 437.
Linienführung für ein dreifaches Profil 437, 438.
— geregelter Flußstrecken 436.
Linsenträger 210.
Log, einfaches 369, 370.
Losständer 387.
Lufthähne in Zuleitungen 321.
Luftklötze 139.
Lüftungsschächte in Zuleitungen 314.
Luppe, die, 169.

Maifeld 475.
MANNESMANNsche Rohre 303.
Mantelgründung 25, 26.
—, Verbringung des Mantels zur Baustelle 26.
Markpfahl 377.
MARTIN-Flußeisen 169.
MARTIN-Verfahren 170.
Maschenwerk der Fachwerkträger 210.
Massenfilter 256.
Materialtransportbrücken 130.
Matratzen 453.
Mauerrost von OTTO 31.
Mauerwerk, gemischtes 72.
Maximalstützlinie 97.
Memelhafen bei Ragnit 413.
Merkpfahl 377.
Messen kleiner Wassermengen 258.
Messung, unmittelbare, der Wassermenge 258.
Mineralquellen 251.
Minimalstützlinie 97.
Mittelfelder 365.
Mittelkraftslinie 97.
Mittelpfeiler 61.
—, hölzerne 164.
Mittelwassermenge 359.
MONIER-Gewölbe 79.
Moore 356.
Moose 356.
Mörtel 72.
—, abgestandener 72.
—, hydraulische 72.
Muffenrohre 303.
Muffen, Verbindung der Rohre durch, 340.
Mündungsseen 356.
Muren 462.

Nadellehne 394.
Nadeln 393, 394.
Nadelwehr am Firingswasserfall in Norwegen 393.
—, Berechnung der Nadeln eines, 395.
—, Dichtung der Fugen zwischen den Nadeln 395.
Nadelwehre 376, 392, 433.

Nadelwehre mit beweglichen Mittelwänden 393.
— — — Querstangen nach KUMMER 393.
— — GUILLEMAINschen Hakennadeln 393, 394.
Nebenbehälter 293.
Netzwerk 210.
Niederschläge, atmosphärische 241.
Niederschlagsgebiet 358.
Niederschlagshöhe 243.
Niederschlagskarten 243.
Niederungsflüsse 357.
Niederwassermenge 359.
Niederwasserstand, gemittelter 467.
Niete, Abstände der Nietmitten voneinander 225.
Nietzahl zur Befestigung der Stäbe an die Knotenbleche 224.
Normalbelastung 101.
Normalbreite eines Wasserstands 436, 437.
Normaldruck des Wassers 265.
Normalgeschwindigkeit 436.
Normalgewichte der Walzeisen 171.
Normallängen der Walzeisen 171.
Normalmesser 260.
Normal-Null 366.
Normalprofile, deutsche, der zu den Brücken verwendeten Eisensorten 172, 173.
Normalprofil einer Flußstrecke 436.
Normalprofile für das Niederwasser 467.
Notauslässe 327.
—, Berechnung der, 327.
Notbrücken 130.
Nutzdruck 267.
Nutzwasser 265.

Oberflächengeschwindigkeiten, Kurven der, 372, 373.
Oberflächenschwimmer 369.
Oberhaupt einer Schleuse 406, 486.
Oberjoch 165.
Obertramen 496.
Oberwasser 376.
Oxydationsfilter 350.
Oxydationsverfahren 350.
Ozon 283.

Packfaschinen 451.
— mit Drahtschnüren 452.
Packfaschinenbau 451.
Packwerk 451.
Packwerksinklagen 452.
Packwerksinkstücke 452, 453.
Parabelträger 216.
Parallelflügel 90, 120.
Parallelträger 210.
—, Höhe der, 213.
—, Stabkräfte der, 213.
Parallelwerke 439, 442.
Paternosterwerke 16.
Pegel 368.
—, einfacher 368.
—, selbstschreibender 262, 368.
—, selbsttätiger, mit Schwimmer 368.
Pegeluhr 368.
Peilapparate, selbsttätige 367.
Peilleine 367.
Peillot 367.
Peilstange 367.
Pendel 234.
Pendelsäge zum Abschneiden von Pfählen 39.
Pfahlbürste 119.
Pfähle, Abschneiden der Rost-, 39.
—, Anschneiden der Zapfen 38.
—, Aufpfropfen der, 33, 34.
—, Ausziehen der, 38, 39.
—, Einrammen der, 34.
—, Einspülen der, 37.
—, Eintreiben der, 34.
—, eiserne 48.
—, Heben der, durch Wasserauftrieb 39.
—, Länge der, 33.
—, Probe, 33.
—, schräge Anordnung der, 40.
—, Stärke der, 34.
—, Tragfähigkeit eingerammter, 37.
—, Wuchtebaum zum Ausziehen der, 38.
Pfahljoche 165.
—, aufgesetzte 165, 166.
—, durchgehende 165.
Pfahlkopf 33.
Pfahlring 33.
Pfahlriß 34.
Pfahlrost 32.
—, Bohlenbelag des, 39.
— eines Brückenpfeilers 40.
— — Widerlagers 41.
— — Wohngebäudes 40.
—, Grundriß des, 40.
—, Grundschwellen 39.
—, hochliegender 32, 41.
—, hoher 32, 41.
—, Holme der, 39.
— mit Betonbett 23.
— — Betondecke 42.
Pfahlrost mit gleichlaufenden Pfahlreihen 40.
— — Spundwandumschließung 41.
— — versetzten Pfahlreihen 40.
— ohne Betonbett 24.
—, Querschwellen des, 39.
—, tiefer 32.
—, tiefliegender 32, 39.
—, Zangen des, 39.
Pfahlschraube, geschmiedete 48.
Pfahlschuhe 32, 33.
Pfahlspitze nach ZÜBLIN 46.
Pfahlwände 13, 425.
Pfeiler, hölzerne 164
Pfeilerkopf 119.
Pfeiler mit einer Pfahlreihe 164, 165.
— mit mehreren Pfahlreihen 164, 167.
Pfeilverhältnis bei Segmentbogen 90.
Pfostenstemmtore 499.
Piezometer 265.
PITOTsche Röhre 370.
Plattenbalken 85, 189.
— -Brücke 82.
Plattenbrücken 71.
— aus Eisenbeton 81.
—, Berechnung der, 113
Plattendurchlässe 83, 85.
— preußischer Bahnen 84.
—, Stärke der Platten 84.
—, Wangen der, 83.
Plattendurchlaß mit einer Öffnung 83.
Plattensiel 478.
POIRÉEscher Wehrbock 393.
Portlandzementmörtel 72.
Prellpfähle 418.
Preßluftbagger 12.
Preßluft-Exkavator 11.
Probepfähle 33, 38.
Profiltabellen 172.
Prügelsperren 464.
—, zweiteilige 464.
Puddeleisen 169.
Puddeln 169.
Pulsometer 18.
Pulverramme 37.
Pumpenbagger 11.
Pumpsiele 475, 477.
—, hölzerne 477.
—, massive 478.
Pumpsiel, größeres hölzernes 477.
—, kleineres hölzernes 477.
Pumpwerk am Flusse mit tiefliegenden Pumpen 316.
Pumpwerke 316.
—, Lage des, 316.

Qualmdeiche 473.
Qualmwasser 473.
Quellbäche 357.
Quelldeiche 473.
Quellen 246, 247, 251.
—, aufsteigende 252.
—, Ergiebigkeit der, 278.
—, Ergiebigkeitsschwankungen 278.
—, heiße 252.
Quellenseen 356.
Quellfassungen 277.
— in Gruppen 278.
Quellkade 483, 484.
Quellwasser, Gewinnung des, 268.
Queranschlüsse 439.
Querbänder 439, 442.
Querbauten 439, 440.
—, Ausführung der, 459.
Querschnitt, gleichwertiger 436.
Querschwellen, Verbindung der hölzernen, mit den Trägern, 180.
Querträger, Belastung der, 69.
— eiserner Brücken 167.
— höherer Ordnung 168.
—, schiefe 167.
—, Verbindung der, mit den Hauptträgern 190.
Querverband 168.
Querversteifung 168, 237.
— aus Gitterwerk 237.
— aus voller Blechwand 237, 238.
— bei offenen Brücken 239.
Querzeilen 442.

Raddampfer 405.
Rammbär 35.
Rammboden 35.
Rammbrunnen 273.
Ramme, atmosphärische 36.
Rammhaube 46, 47.
Rammklotz 35.
Rammscheibe 35.
Rammstube 34, 35.
Rammverzeichnis 34.
Rammvorrichtungen 35.
Randfutterbleche 227.
Rasenziegel 450.
Rauchbäume 456.
Rauchbaumsperren 464.
Rauhigkeitsgrad 308, 309.
Rauhwehr 451.
Räumungskraft 361.
Raygras 349.
RAYMOND-Spülpfahl 44.
Regelung der Flußläufe 438.
— des Mittelwasserbetts der Flußläufe 438.
Regenauslässe 327.
Regenbäche 357.
Regendichtigkeits-Koeffizient 324.
Regenkoeffizient 324.
Regenhöhe 241.
Regenkarten 243.
Regenmengen 243.
—, jährliche 243.
—, monatliche 243.
—, stündliche 244.
—, tägliche 243.
Regenmesser 242.
—, selbstzeichnende 243.
Regenschreiber 243.
Regenwasser 241.
—, Sammlung des, in Zisternen 245.
Registerschütz 502.
Regulierung eines Flußlaufs 439.
Regulierungsarten 467.
Regulierung schiffbarer Flüsse 466.
— — —, Baubestandteile 467.
— — —, Hilfsarbeiten 469.
Reibhölzer 417.
—, feste stehende, an Kaimauern, 418.
—, — wagerechte 418.
Reibhölzer, schwimmende 418.
—, — mit festen verbundene, 418.
Reibungshöhe des Wassers 265, 302.
Reibungshöhenverluste 266.
Reibungskoeffizient des Mauerwerks 115.
Reibungswinkel 115.
Reinigung, chemische, des städtischen Kanalwassers, 351.
— des städtischen Kanalwassers mittels Filterung 349.
— — Wassers durch Ablagerung 281.
— — — durch Filterung 281.
Reinigungsschächte 342.
Reinwasserbehälter 283.
Rektifikation 439.
Rieselfelder 349.
Ringdeiche 471.
Ringnetz 320.
Rinnen 357.
Rinnsale 465.
Rohrbrunnen 273.
—, Ergiebigkeit der, 274.
—, gekuppelte 275.
— mit Sandfilter 274.
Rohrdüker 311.
Rohre aus Gußeisen 303, 335, 336.
— — —, Flanschverbindung der, 303.
Rohre aus Gußeisen, Muffenverbindung der, 303.
— — —, Nutzlänge der, 303.
— — —, verstärkte 303.
— — —, Wandstärke der, 303.
— — Holz 254.
— — Zementbeton, Verbindung der, miteinander, 340.
—, gußeiserne 255.
—, —, normale Wandstärke, 303.
—, —, Schutz gegen Rostbildung, 303.
Röhren, hydrometrische 370.
Röhrensiele 478.
Röhrensiel, gußeisernes 478.
Rohre, schmiedeiserne 303.
Rohrleitungen 265, 301, 303.
—, Arten der, 303.
—, Baustoffe der, 303.
—, Berechnung der, 303, 304, 305.
—, Verlegen der, 321, 322.
Rohrnetz 257.
—, Anordnung des, 319.
—, Knotenpunkte eines, 321.
Rohrverzweigungen, bei, sich bildende Winkel, 320, 321.
Rohrweiten, Berechnung der, 306.
Rohschienen 169.
Rollbrücken 503.
Rollenlager 230, 233, 234.
Rollenwagen 233.
Rollplatte 234.
Rollvorrichtung 233, 234.
—, Berechnung der, 236.
Rostfelder 22.
Rost, liegender 21.
Rostpfähle 32, 43.
—, Beschuhung der, 32.
—, Holzarten für die, 32.
—, Zuspitzen der, 32, 33.
Rostschwellen 39.
Rückdeiche 470.
Rückschlagklappe 299.
Rückstau 377, 381.
Rückstaudeiche 470.
Rückströmung 408.
Rückströmungen, Bildung der, 409.
Rüfen 462.
Ruhekammern in Straßenkanälen 330.
Rundholz 131.
Rutenbänder 446.

Sackbohrer 10, 11.
Sackschleuse 487.
Säge, gerade 39.
Sammelbecken 257, 283, 284, 356.

Sammelbecken, Entlastung der, 292.
— für Solingen 289.
—, Größe und Leistung der, 286.
— im Tale der Köhlgartenwiese 287.
—, Lage der, 285.
—, Stauhöhe der, 286.
Sammelbrunnen 269, 317.
Sammelkanäle 270, 275.
Sammelkanal für die Wasserleitung von Gießen 276.
Sammler 327.
Sammelrohranlage für Hannover 276.
Sammelrohre 270, 276.
Sammelrohr, geschlitztes 277.
Sammelschacht 269, 277.
Sammelstollen 277, 278.
Sammler 327.
Sand 364.
Sandbohrer 10, 11.
Sanddeich mit Tonschlag 481.
Sandfang 353.
Sandpumpen 11.
Sandschüttung als Fundamentsohle-Verbreiterung 20.
Sandtöpfe 126.
Sattelhölzer 141.
—, Berechnung der Balken mit, 145.
—, — — Balken mit, und Kopfbändern 146.
Saugbrunnen 270, 317.
Saugeleitungen, Durchmesser der, 317.
Sauger 274.
Saugerohr in begehbarem Kanal 317.
Saugeschacht 277, 317.
Saumeis 365.
Schachtauszimmerung 10.
Schachtbrunnen, eiserne 273.
Schachtschleusen 503.
Schalhölzer 126.
Schalung 126.
Schardeiche 470.
Schaufel, indische 11.
Schaufel-Kettenbagger 11.
Schaufelwerke 16.
Scheibenpfähle 48.
Scheibenwalzen 482.
Scheinmauern 88, 89, 110.
Scheitelgelenke 97.
Scheitelkanäle 402, 419.
Scherenschnepper 37.
Scheuerleisten 408.
Schichtenplan der Geschwindigkeiten des Wassers 372.
Schichtquellen 251.
Schichtwasser 247, 248.
Schiebebaum 501, 502.
Schiebetore 500.
Schiefenwinkel 121.
Schienenstöße auf Brücken 182.
Schiffahrt, Anforderungen des Verkehrs an die, 410.
— auf Schwellungen 401.
—, intermittierende 401.
Schiffahrtskanäle 402.
Schiffahrtsschleusen 485.
Schiffe, Abmessungen der, 403.
—, Befestigung der, 416.
—, Eigengewicht der, 403.
—, Geschwindigkeit der Fluß- und Kanal-, 411.
—, Tragfähigkeit der, 403.
—, Treiben der, mit dem Strom, 404.
—, Ziehen der, vom Land aus, 404.
Schiffsbeförderung, die verschiedenen Arten der, 404.
Schiffsdurchfahrt 429.
Schiffsdurchlässe 387, 389, 401, 429, 432.
—, Weite der, 432.
Schiffseisenbahnen 503.
Schiffshalter 404, 417.
— aus Gußeisen 417.
— — Holz 417.
Schiffshebevorrichtungen 503.
Schiffshebewerke 487.
—, senkrechte 504.
Schiffsringe 417.
Schiffsschleusen 485.
—, Abmessungen der, 488.
—, die verschiedenen Arten von, 486.
Schiffswiderstand 407, 408.
Schildmauer, neuere Anordnungen der, 207.
Schlackenbeton 72.
Schlagsäulen 496.
Schlagschwelle 485.
Schlammkasten 315.
Schlammpumpen 11.
Schleppblech, Endabschluß durch, 184, 185.
Schlepper 405.
—, Abmessungen der, 405.
Schleppkraft 360.
Schleuse, die verschiedenen Teile einer, 485.
—, Drempel der, 486.
—, Häupter einer, 485.
—, hölzerne 494.
—, Kammer einer, 406, 485.
Schleusenanlage 433.
Schleusenböden 490.
— aus Beton mit Eiseneinlagen 490.
—, Bohlenbelag hölzerner 492.
—, Grundbalken hölzerner 492.
Schleusenböden, hölzerne 491.
—, Spannbalken hölzerner, 492, 493.
—, steinerne 490.
—, Verbindung der Spundwände mit hölzernen, 492.
—, Zangen hölzerner 492.
Schleusen, Dammfalze in den Mauern der Vor-, 495.
—, Deckplatten der Mauern 494.
— der Schiffe 406.
—, Einfahrten der, 494.
—, erforderliche Zeit zum Durchschleusen eines Schiffs 421.
—, Flügel der, 495.
Schleusengefälle 421.
Schleusengefälle, Vorrichtungen zur Überwindung großer, 503.
Schleusenhaupt mit zwei Toren 488.
Schleusen, Höhe zweiflügeliger Tore, 497.
Schleusenkammer, bewegliche 503.
—, erforderliche Zeit für das Füllen und Leeren der, 489.
—, Füllen der, 489.
—, Leeren der, 489.
Schleusenkörper 488.
—, Baustoffe des, 488.
Schleusenmeister, Gebäude für den, 434.
Schleusen mit drei Häuptern, 487.
— — Klapptoren 500.
— — Schiebetoren 500.
—, Spülvorrichtungen der, 490.
—, Teilung des Abfalls, 492
—, Toranschlag 491.
Schleusentore 485, 495.
—, Dauer der, 495.
—, Dicke der Umfangshölzer 499.
—, die verschiedenen Arten der, 495.
—, Größe der Schützöffnungen in den, 489.
—, Öffnen und Schließen mittels Schiebebaums und Winde 501, 502.
—, — — — — mittels Schiebestangen, 501.
—, — — — — mittels Sprossenbaums, 501.
Schleusentreppe 487.
Schleuse, Verschlußvorrichtungen einer, 485.
Schleusen, Verschlußvorrichtungen für Torschütze, 501.
—, — — Umläufe, 501.

Schleusenwände 493.
—, hölzerne 494.
— mit Treppen 495.
—, steinerne 493.
Schleusen, Wasserersparnis-Einrichtungen 502.
Schleusenwehre 376.
Schleusenweite 408.
Schlick 364.
Schlickfänger 440, 441.
—, Herstellung der, 460.
Schlickzäune, Herstellung der, 460.
Schlinge 51.
Schmetterlingsklappen 398.
Schmiedeisen 168.
Schmutzwasser 322.
Schneckenrad 16.
Schneetiefe, spezifische 241.
Schnepper 36, 37.
Schnittholz 131.
Schölloch 484.
Schöpfrad 16.
Schotterbeton 72.
Schräge einer Brücke 121.
Schraube, archimedische 16.
Schraubenanker, eiserne 452.
Schraubendampfer 405.
Schraubenpfähle 48.
—, gußeiserne 49.
—, mit Beton ausgefüllte 49.
—, Tragfähigkeit der, 49.
Schraubensätze als Ausrüstungsvorrichtung 126.
Schraubenschuh für Holzpfähle 49.
Schubkraft bei verdübelten und verzahnten Balken 148.
Schuhplatte 231.
Schuppen 451.
Schuttkegel eines Wildbachs 462, 463.
Schütze 387.
—, Aufziehvorrichtungen für, 391.
— aus Walzeisen 390.
—, Berechnung der Stärke der, 391.
—, gußeiserne 390, 391.
—, hölzerne 390.
—, Konstruktion der, 390.
— mit Holzlatten als Aufziehvorrichtung 391.
— — Schraubenspindeln als Aufziehvorrichtung 392.
— — Zahnstangen als Aufziehvorrichtung 392.
— — Zugstangen als Aufziehungsvorrichtung 392.
Schützenwehr, Berechnung des Ständers eines, 388.
Schützenwehre 376, 386, 433.
—, Ausfluß des Wassers bei, 379.
Schützenwehr in fester Brücke 390.
— mit Grieswand 388.
Schütze, Stärke der, 391.
—, übereinanderstehende 391.
—, Windevorrichtung für an zwei Aufzugsketten hängende, 388, 391.
Schützgeleitständer 502.
Schutzhäfen 412.
Schützleisten 502.
Schutzschleuse 435, 487, 491.
Schützschwelle 502.
Schützständer 501.
Schwebende Bauten 440, 454.
— —, einfachste Form 454.
Schwebekörper von WOLF 453.
SCHWEDLER-Träger 216, 217.
Schweißeisen 168, 169.
—, zulässige Beanspruchung des, 169.
Schweißgräben 423.
Schweißstahl 170.
Schwellen 437.
Schwellenträger 167, 180.
—, Belastung für, 69.
Schwellrost 21.
—, Entfernung der Langschwellen 22.
—, Stärke der Bohlen 22.
—, — — Langschwellen 22.
—, — — Querschwellen 22.
—, verschiedene Anordnungen des, 22.
Schwemmkanalisation 323.
Schwemmverfahren 353.
Schwerter der Pfahljoche 165.
Schwimmer 369.
Schwimm-Caisson 57.
Schwimmerschleuse 504.
Schwimmkugeln 369.
Segeln 405.
Segmentbogen, Pfeilverhältnis bei 90.
Seilpolygon 97.
Seilscheibe 405.
Seilschiffahrt 405.
Seitenbecken 503.
Seitenbretter 138, 139.
Seitenkanäle 402, 419, 434.
—, Anordnung der, 435.
—, Lage der, 435.
—, Länge der, 435.
—, längere 435.
Seitenraddampfer 405.
Selbstspüler 348.
Sekundenliter 241, 258.
Senkfaschinen 448.
—, Bank zur Herstellung der, 450.
—, Böcke zur Herstellung der, 449.
—, endlose 449.
Senkfaschinen, Herstellung der, 449.
—, ununterbrochene 449.
— von GUMPPENBERG 449.
Senkkasten 22.
Senkkasten, Ausbildung des, 24.
—, Boden hölzerner, 24.
—, Einrüstung zur Absenkung eines, 23.
—, Seitenwände hölzerner, 25.
Senkröhren 53.
Senkstücknägel 450.
Senkungskurven 381.
Senkwürste 448.
Setzen eines Bauwerks 7.
Setzpfosten 387, 388.
Setzschrauben 126.
Sicherheitstore 420.
Sickergräben 301.
Sickerkanäle 275.
Sickerwasser 247.
Siele 474.
—, bedeckte 475, 479.
—, hölzerne 478.
—, Konstruktion der, 475.
—, lichte Höhe der, 475.
Sieltiefen 475.
Sielweite 475.
Simplexpfähle 43.
— mit bleibender Ummantelung 44.
Sinkbäume 450.
Sinkkörper 448.
Sinklagen 452.
—, gewöhnliche 452.
Sinkstoffe 364.
—, Ablagerungsstätten der, 437.
—, Entstehung der, 364.
—, Raststätten der, 437.
Sinkstücke 453.
—, Herstellung der, 453.
Sinkuferbau 449.
Sinkwalzen 449.
—, Abwälzen der endlosen, 449.
Sohlenbreite schiffbarer Flüsse 466.
Sohlengewölbe 19.
Sohlstück aus Beton mit Abflußrinne 337.
Sohlstücke, hohle 337.
Sohlstück mit eingelegter Tonschale 334.
Sommerdeiche 470.
— mit Überlaufstrecken 473.
—, Querprofil der, 473.
Spaltdämme 467.
Spaltenwasser 248.
Spaltquellen 251, 252.
Spandrillen 118.
Spandrillgewölbe 118.

Spannbalken bei Sielböden 480.
Spannriegel der Hängewerke 152.
Sparschleuse 503.
Speisebehälter 284.
Speisegräben 301.
— zweiter Klasse 428.
Speiseschleusen 428, 487.
Sperrdamm, aus zwei Teilen bestehender 444.
—, vollständiger 444.
Sperrdämme 439, 444.
—, Ausführung der, 461.
Sperren 463.
—, Haupt-, 463.
—, hölzerne 464.
— in gemischter Bauweise 465.
—, lebende 465.
—, Prügel, 465.
—, Rauchbaum, 463.
—, steinerne 463, 464.
—, Vor-, 463.
Sperrschleuse 487.
Spickpfähle 446.
Sporen 440.
Spreitlagen 451.
Sprengwerk, bei doppeltem, auftretende Kräfte u. Momente 161.
—, Berechnung eines doppelten, 160.
—, — — einfachen, 159, 160.
Sprengwerke, Abstand der, in der Richtung der Brückenbreite 163.
—, doppelte 158, 159.
—, einfache 158.
—, Konstruktion der, 161.
—, mehrfache 163.
Sprengwerke, Verbindung der Streben mit dem Spannriegel 162.
—, — — — mit den Pfosten 162.
Sprengwerksbrücke, Beispiel einer, 163.
Sprengwerksbrücken 133, 158.
Sprengwerkskonstruktion von Heinzerling 163.
Sprießen 336.
Springbrunnen 255.
Sprossenbaum 501.
Spülbezirke 328, 347.
Spülklappe 348.
Spülleitungen 328.
Spülschächte 343, 347, 348.
Spültüre 348.
Spülung der Kanäle 347.
Spülung der Wasserleitungsrohre 320.
Spülwagen 348.
Spülwasser 347.
Spundbohlen 12, 43.
—, Breite der, 13.
—, Einrammen der, 14.
—, Stärke der, 13.
Spundpfähle 13.
—, Stärke der, 13.
Spundung, halbe 14.
—, keilförmige 14.
—, quadratische 14.
—, trapezförmige 14.
Spundwände 13, 15.
—, Dichtung der Fugen 14.
—, eiserne 15.
Spurpfanne 496.
Stabschwimmer 370.
Stadtbäche 330.
Stadtbahnviadukte 90.
Stahl 170.
Stahlformguß 171.
Stahlguß 170.
Stammkanäle 327, 332.
Stampfbeton 72.
Ständerfachwerk 210.
Ständersiele 478.
Ständerstemmtore 499.
Standpfeiler 115.
Stauanlage bei Kalkofen 432.
Staudämme 257, 284.
Stau, hydraulischer 431.
—, hydrostatischer 380.
Stauhöhe 377, 378.
Staukurve 380, 381.
—, Berechnung der, 381.
Staumauern 284.
Stauschleusen 376.
—, schiffbare 389.
Stauspiegel 380, 381.
—, Gefälle des, 431.
Staustufen 429, 430, 431.
—, Lage der, 431.
—, Lageplan einer, der Oderkanalisierung 434.
Stauweite 377, 380.
Stauwerke 376.
Stauwirkung 431.
Stegblech des Blechträgers 200.
Stehblech des Blechträgers 200.
—, Stoß des, 206.
—, — —, der Gurtstäbe 226.
Steigeisen 343.
Steigeleitung 317.
—, Berechnung der, 318.
Steigen des Wassers 359.
Steinbrücken 71.
Steinbuhnen 460.
Steinkastenbauten 465.
Steinkisten 42.
Steinschlauen 448.
Steinschüttungen 21, 447.
Steinsenkfaschinen 450.
Steinwerke 446.
Steinwürfe 447.
—, bewegliche 447.
—, feste 447.
Stelzen 234.
Stemmdruck 498.
Stemmklötze 157.
Stemmtore 496, 495.
—, Anstrich der hölzernen, 499.
—, — eiserner, 500.
—, Berechnung der Riegelstärke 497, 498.
—, — — Riegelfelder 497, 498.
—, Beschläge der, 499.
—, Bewegungsvorrichtungen der, 501.
—, Bohlen der, 498.
—, Dicke der Umfangshölzer 499.
—, Drehachse der Torflügel 497.
—, eiserne 499.
—, —, gekrümmte 499.
—, —, gerade 499.
—, Entfernung der Riegel voneinander 497.
—, Form der, 499.
—, Halsbänder eiserner, 500, 501.
—, Halszapfen hölzerner 500, 501.
—, Höhe der, 497.
—, hölzerne 496.
—, Pfannen hölzerner, 500.
—, Verschlußvorrichtungen für Torschütze und Umläufe 501.
—, Wendesäule der, 496.
—, Zapfen hölzerner, 500, 501.
—, Zugstangen der, 499.
Stemmtor, größte Breite eines Torflügels 496.
—, hölzernes 496.
— mit Laufbrücke 496.
—, Obertramen eines hölzernen 496.
—, Riegel eines hölzernen 496.
—, Schützöffnungen eines hölzernen, 496.
—, Streben eines hölzernen, 498.
—, Untertramen eines hölzernen, 496.
—, Zugbänder eines hölzernen, 496.
Stempel 337.
Steppenseen 356.
Stichkanäle 490.
Stirnflügel 120.
Stirnmauern, Abdeckung der, 116.
— gewölbter Brücken 116.

Stoß der Gurtungswinkeleisen 226.
— — Stehbleche 226.
— eines T-förmigen Querschnitts 226.
—, indirekter 226.
Stöße, konzentrierte 224.
Strahlpumpen 18.
Straßenbrücke aus Eisenbeton 78.
Straßenbrücken, Beschotterung der, 135.
—, eiserne, mit ausgekragten Fußwegen 177.
—, —, — besonderen Fußwegen 176.
—, —, — hoher Konstruktion 176.
—, —, — mittelhoher Konstruktion 177.
—, —, — tiefer Konstruktion 176.
—, —, ohne besondere Fußwege 176.
—, Fahrbahn der, 187.
—, — eiserner, mit Fachwerksträgern 177.
—, — hölzerner, 133.
— mit Bohlenbelag 187.
— — Fahrbahndecke aus Schotter, Pflaster und Asphalt 188.
—, Momente und Querkräfte für, 198.
—, Querschnitte eiserner, 176.
—, Verkehrslasten der, 69.
Straßeneinlauf aus gebranntem Ton 346.
— — Mauerwerk 345.
— — Zementbeton 346.
Straßeneinläufe 345.
—, Abstand der, voneinander 345.
—, Einlauföffnung der, 345.
—, Einlaufschacht der, 345.
Straßeneinlauf von Geiger 346.
Straßenkanäle (s. auch Entwässerung der Städte), 327, 328.
—, Abflußgeschwindigkeit 328.
—, Absteifung der Baugrube 336, 337.
—, — — — bei Grundwasser 338.
— aus Eisenbeton 334, 335, 339.
—, Ausführung der, 336.
— aus Mauerwerk in festem Boden 338.
— — Rohren 335, 339.
—, Baustoffe der, 333.
—, Berechnung der, 308.
Straßenkanäle, Beseitigung des Grundwassers vor Ausführung der, 337.
—, Betonschüttung bei starkem Grundwasserandrang 338.
—, eiförmiger Querschnitt 329.
—, Festlegung der Höhenlage der Sohle von, 341.
—, Gefälle der, 328.
—, Größenklassen 330.
—, Herstellung der Wandungen aus Beton in der Baugrube 339.
—, Herstellung der Wandungen in der Baugrube 336, 338.
—, Hochwasserabschlüsse 353.
—, Höhenplan der, 342, 343.
—, Kanalverbindungen 341.
—, kreisförmiger Querschnitt 329.
—, Lichtweite zwischen den Absteifungsbohlen der Baugrube 340.
—, Lüftung der, 344.
— mit Betonhinterfüllung 336.
— mit einzelnen Pfeilern als Widerlager 339.
— — Hintermauerung 339.
— — Seiteneingang 343.
— — Widerlagern 336.
—, Mündungsstollen für Kanalwasser 353.
—, Prüfung der Höhenlage der Sohle von, 341.
—, Reinigung der, 347.
—, Reinigung des Kanalwassers, 348.
—, Sohlengefälle der, 328.
—, Tiefenlage der, 328.
—, tunnelartige Ausführung der, 337.
—, Verbindung der Anschlußleitungen mit gemauerten, 342.
—, Verbindung der, miteinander 341, 342.
—, Vereinigung besteigbarer, 341.
Straßensinkkasten 345.
Streben der Hängewerke 152.
Streckenkarten 366.
Streckrost 21.
Streckung eines Flußlaufs 439.
Streichhölzer 404.
Streichlinien 437.
Strombruch 484.
Strombrücken, gewölbte 90.
Ströme 357.
Strompfeiler 61.
— der neuen Rheinbrücke bei Basel 118.
Stromrinne 360, 366.
Stromrinnensohle, Ermittelung der, 366.
Stromschnellen, Verbesserung der, 468.
Stromschwellen 467.
Stromstrich 439.
Stufenwehr, halbmassives 384.
—, hölzernes 384.
—, steinernes 385.
Stülpwände 12.
Sturzbett 383.
Sturzregen 244.
Stützklappen 393.
Stützlinie 97.
Stützlinie für symmetrisch belastete Gewölbe 98, 99.
— — unsymmetrisch belastete Gewölbe 99, 100.
—, Maximal-, 97.
—, Minimal-, 97.
—, Verzeichnen der, 98.
Stutzrohre 339.
Stützschichten der Filter 282.
Stützweite eines Balkenträgers 192.
Sümpfe 356.
Sumpf zur Trockenhaltung der Baugrube 16.

Talbrücken, Gewölbeform der, 90.
—, gewölbte 90.
—, —, vorteilhafteste Weite der Öffnungen 90.
Talmühle-Floßgasse an der Nagold 389.
Talsperren 257, 284, 290, 464.
—, Entnahme des Wassers 290.
— für Solingen 291.
—, Kernform der, 290.
—, Lage der, 285.
Talweg 360, 366, 439.
Talwegsohle, Ermittelung der, 366.
Tangentialkipplager 230, 231, 232.
—, Berechnung der, 236.
— für größere Brücken 233.
Tauchbuhnen 440.
—, Herstellung der, 460.
Taucherglocke 56.
Tauchplatte 345.
Tauchung eines Schiffes 403.
Tauerei 405.
T-Eisen 172, 173.
— —, breitfüßige 172, 173.
— —, hochstegige 172, 173.
Teiche 257, 283, 284, 356.
Teilkasten in Rohrleitungen 321.
Teltow-Kanal 422.
— —, Querschnitt des, 423.

THOMAS-Flußeisen 169.
THOMAS-Verfahren 170.
Tiefbrunnen 270.
Tiefe, hydraulische 302.
Tiefengrundwasser 248, 256.
Tiefenschwimmer 370.
Tiefgang eines Schiffes 403.
Tiefgründungen 8, 31.
Tiefkais 414.
Tieframmen 34, 35.
Tiegelflußstahl 171.
Tonnenbleche 174.
Tonrohre, Verbindung der, miteinander 340.
Tonrohrkanäle 335, 339.
Tonschlag 285.
Torkammer 486.
Torkammerboden 486.
Torkammernischen 486.
Tornische, Länge der, 497.
—, Tiefe der, 497.
Torsäule 485.
Totlaufen der Gurtungswinkeleisen 226.
Träger, durchlaufende 140, 192.
—, kontinuierliche 192.
— mit einteiligem Maschenwerk 212.
— — — Ständerfachwerk 212.
— — engmaschigen Systemen 213.
— — mehrteiligen Systemen 212.
—, verdübelte 143.
—, verzahnte 142.
—, —, Beanspruchung der Faserschichten, 143.
—, —, Überhöhung der, 143.
Trägerwellblech 174.
—, Baubreite des, 174.
Tragstäbe 81.
Trambahnen 174.
Transportbrücke 156, 157.
Transportgerüste 130.
—, feste 130.
—, fliegende 130.
Trapezträger 210.
Traßbeton 72.
Traßkalkmörtel 72.
Traßzementmörtel 72.
Treibbuhne 444.
Treibeis 365.
Treideln 404.
—, elektrisches 405.
—, mechanisches 405.
Treidelwege 404.
Trennungswerke 467.
Trennverfahren bei der Entwässerung der Städte 354.
Trietzkopf 36.
Trinkwasser 264.
Trockenläufer 260.
Trogschleusen 504.
Trommelwehre 376, 399.
—, Trommel der, 399.
Trommelwehr von MOHR 399.
— — DESFONTAINES 399.

Überfälle 261.
Überfallquellen 251, 252.
Überfall, unvollkommener 376.
—, vollkommener 261, 376.
Überfallwehre 376, 378.
Überfallwehr, hölzernes 384.
Überführung eines Kanals über eine Straße 91.
Übergänge 437.
— der schiffbaren Flüsse 459.
Übermauerung der Brückengewölbe 117.
Überpreise der Walzeisen 171.
Überschüttung der Brückengewölbe 115.
Überschüttungshöhe im Scheitel der Brückengewölbe 116.
Übersichtskarten 366.
⊏-Eisen 173.
Uferarchen 456.
Uferbänke 365.
Uferbefestigung aus Eisenbeton 425.
Uferbefestigung mit Zementplatten 425.
Uferbruch 442.
Uferdeckungen, Ausführung der, 456.
Uferdeckwerk bei französischen Kanälen 425.
Uferdeckwerke 442.
Überfallwehr, hölzernes 384.
Ufermauern 442.
Uferschälungen 442.
Uferwand mit verstärkten Böschungen 425.
Umfang, benetzter 357.
Umläufe 489.
Umlaufkanäle 489.
Umschlag 412.
Universaleisen 172.
Unterführung einer Straße 89.
Unterführung eines Baches und Weges unter einer Eisenbahn 88.
Unterhaupt einer Schleuse 406, 486.
Unterleitung 310.
Unterstützungswerke 440.
—, Herstellung der, 460.
Untertramen 496.
Unterwasser 376.

Ventilverschlüsse 502.
Verästelungsnetz 320.
—, strahlenförmiges 320.
Verbindungskanäle 419.
Verbund-Bauweise 443.
Verdübelte Balken, Berechnung der, 147.
— —, Bolzen der, 144.
— Träger 142, 143.
— —, Stoß der Balken 144.
— —, Vergleich mit den verzahnten 145.
Verdübelung 142.
Verdunstung 244.
Verdunstungshöhe 244.
Verdunstungsmesser 244.
Verkehrsband 70.
Verkehrslast, Umrechnung der, in Wölbmaterial 98.
Verschiebung des Trägerendes der Balkenbrücken 230.
Verschlußteller 340.
Versetzgerüste 130.
Versickerung 244, 245.
Versickerungsbeiwert 324.
Versickerungsmesser 245.
Versuchsbrunnen 269.
Verteilungsstäbe 81.
Verwerfungsquellen 252.
Verzahnte Balken 143.
— —, Beanspruchung der Faserschichten 143.
— —, Berechnung der, 147.
— —, Bolzen der, 144.
— Träger 142.
— —, Stoß der Balken, 144.
— —, Vergleich mit den verdübelten 145.
Verzahnung 142, 150.
Verzögerungsbeiwert 325.
Verzögerungsformeln 325.
Viadukte 90.
—, günstigste Spannweite für längere Stadtbahn-, 90.
—, vorteilhafteste Weite der einzelnen Öffnungen 90.
Vieleckträger 210.
—, Höhe der, 213.
Völligkeitsgrad 403.
Vorbau 456.
Vorböschung 456.
Vorflut 377.
Vorflutkanal 327.
Vorhäfen 412, 426.
Vorkaliber 226.
Vorköpfe 118, 119.
Vorprofile 172, 226.
Vorschleusen 486.
Vorsetzbeton 76.
Vorspringende Bauten 440.
Vorwürfe 447.

Walzbalken 199.
— als Fahrbahnträger 199.
— — Hauptträger 199.
— — Längsträger 199.
— — Querträger 199.

Walzbalken, Befestigung von, an Blechträger 191.
—, — —, an Walzbalken 191.
Walzbalkenbrücke, Beispiel einer 208.
Walzbalken, zulässige Inanspruchnahme der, 190.
Walzenlager 230, 231, 233.
Walzenwagen 233, 234.
Walzenwehre 376, 400.
Wandglieder 210.
—, I-förmiger Querschnitt der, 223.
—, kastenförmig. Querschnitt der, 223.
—, kreuzförmig. Querschnitt der, 223.
—, Querschnitt aus ⊏-Eisen 223.
—, Querschnitte der, 222.
Wasser, Aufspeicherung des, 257.
—, Ausfluß des, aus Mündungen 259.
Wasserbehälter (siehe auch Hochbehälter) 293.
—, Auflagerring eiserner, 297.
— aus Mauerwerk 293.
— — Schmiedeeisen 295.
— — Stampfbeton u. Eisenbeton 294.
—, Berechnung der Blechstärke eiserner, 296.
—, die verschiedenen Arten u. Ausstattung der, 293.
—, Grundrißform gemauerter, 293.
—, Hauptarten der, 283.
— mit durchhängendem Boden 296.
— — Gegenboden 297.
— — halbkugelförmigem Boden 297, 298.
— — Kegelboden 297.
— — kegelförmigem Gegenboden 297.
— — spannungslosem Auflagerring 297.
— nach Barkhausen 297, 298.
—, Zweck der, 283.
Wasser, Beschaffenheit des als Genußmittel dienenden, 264.
—, Bewegung des, in Wasserleitungen 301.
—, — —, Grundformeln 301.
—, Bezugsart des, 640.
—, bleibende Härte des, 264.
Wasserdruck, Richtung des, 266.
Wasser, eisenhaltiges 264.
Wasserentnahme aus fließenden Gewässern 279.
Wasserentnahme aus stehenden Gewässern 279.
— — Sammelbecken 280.
— — Seen 280.
Wasser, ewiges 165.
Wasserfassungsvermögen des Bodens 246.
Wasser, Gesamthärte des, 264.
—, Gewinnung u. Entnahme des, 257.
Wassergewinnung, Vorarbeiten für die, 268.
Wasser, Härte des, 264.
Wasserhebemaschinen 255.
Wasserhebevorrichtungen 17.
Wasserkastelle 254.
Wasserlaufbetten, Bildung der, 362.
—, Umgestaltung der, 362.
Wasserläufe 357.
—, Speisung natürlicher, 358.
Wasserlauf, Höhenplan eines, 366.
—, Lageplan eines, 366.
—, Querprofil eines, 367.
—, Sohle eines, 357.
—, Ufer eines, 357.
Wasserleitungen 258, 301.
Wasserleitungsbrücken 254.
Wasserlinien 404.
Wassermenge eines Wasserlaufs 359.
—, erforderliche, zur Wasserversorgung einer Stadt 262.
Wassermengen, Ermittelung der, eines Flusses 375.
Wassermengenkurve 359.
—, Wechsel der, eines Flusses 359.
Wassermesser, Flügelrad-, 260, 261.
—, Messung durch, 260.
Wasserpolster 291.
Wasserrad 255.
Wasser, Reinigung des, 257, 280.
Wasserschnecke 16, 18.
Wasserschöpfmaschinen 16.
Wasserspiegellinie 357.
Wasserstand eines Flusses 358.
—, absolut höchster 359.
—, — niedrigster 358.
—, Beharrungszustand des, 358.
Wasserstände, wichtigste 258.
Wasserstand, gewöhnlicher 358.
—, mittlerer 358.
—, niedriger Sommer-, 358.
—, normaler 358.
Wasserstandsbeobachtungen 367.
Wasserstandsfernmelder 300.
Wasserstandskurven 359.
Wasserstand, Wechsel des, 358.
Wasserstockwerke 248.
Wasserstraßen 401.
—, Abmessungen der Bauwerke der künstlichen, 406.
—, — — künstlichen, 406.
—, Anforderungen des Verkehrs an, 410.
—, künstliche 401.
—, natürliche 401.
—, normale Wassertiefe natürlicher, 406.
Wassertiefen durch Horizontalkurven dargestellt 366.
— — Querprofile dargestellt 366.
Wasserturm für Szegedin 298.
Wasserverbrauch, täglicher, für gewerbliche Zwecke 262.
—, —, — häusliche Zwecke 262.
—, —, — öffentliche Zwecke 262.
Wasserverdrängung 403.
Wasserversorgung der Städte 241.
— — —, Anforderungen an die Beschaffenheit des Wassers 264.
— — —, Anordnung des Rohrnetzes 319.
— — —, Berechnung des Leitungsnetzes 321.
— — —, Beschaffenheit des zu verwendenden Wassers 264.
— — —, erforderliche Wassermenge 262.
— — —, Stundenverbrauch 263.
— — —, Tagesverbrauch 262.
— — —, Verteilung des Wassers 319.
— — —, Wasserverluste bei der, 263.
— — —, Zuleitung des Wassers aus tiefliegenden Orten 316.
— — —, Zuleitung des Wassers von hochliegenden Orten 313.
— aus künstlich hergestellten Sammelbecken 257.
— — natürlichen Seen 257.
— mit Flußwasser 257.
— — Grund- u. Quellwasser 527.
— — Tiefgrundwasser 257.
Wasserversorgungsanlage, Zuleitung einer, 257.
Wasserversorgung von Jerusalem 252, 253.
— — Rom 253.

Wasser, Verteilung des, 257.
Wasserwerke 252.
—, Anordnung der, im allgemeinen 257.
— der neueren Zeit 255.
—, geschichtliche Entwicklung der, 252.
Wasserwerksbrunnen 270, 271.
Wasserzolle 260.
Wasser, Zuleitung des, 257.
Wedellagen 451.
Weeden 446.
Wegüberführung, hölzerne, über eine Eisenbahn 143.
— über eine eingleisige Bahn 89.
Wehr, älteres selbstwirkendes, 398.
Wehr aus abgepflasterten Steinwürfen 386.
— — Stampfbeton 386.
Wehrböcke 393.
—, Berechnung der, 396.
Wehrbock mit eiserner Brückentafel 394.
—, Poirée'scher 393.
Wehrbreite 376.
Wehre 376.
—, Abfallboden der, 383.
—, Abschußboden der, 383.
—, — —, Form des, 383.
—, bewegliche 376, 386.
—, feste 376, 383.
—, gebrochene 376.
—, gerade 376.
—, gekrümmte 376.
—, Grundriß der, 376.
—, halbmassive 376, 385.
—, Hinterboden der, 383.
—, hölzerne 376, 383.
—, massive 376, 385.
— mit geneigtem Abfallboden 383, 384.
— — Rolltafeln nach Caméré 397.
— — Schützen zwischen Poiréeschen Wehrböcken 397.
— — Schütztafeln vor Nadelwehrböcken 397.
— — senkrechtem Abfallboden 383.
— — stufenartigem Abfallboden 383.
—, schiefe 376.
—, schräge 376.
—, selbstwirkende 376.
—, Sturzbett der, 388.
—, Vorboden der, 383.
—, Wirkung der, 377.
Wehr, Gefälle des, 431.
—, hölzernes, mit geneigtem Abschußboden 384.
Wehrkörper, Stärke des, 383.
Wehr, Krone des, 376, 383.
— mit Doppelklappen 398.
Wehrrücken 376.
Weichenschleuse 487.
Weidenstecklinge 450.
Weiher 283.
Weisbach-Langsche Formel 304.
Wellblech 174.
—, Baubreite 174.
—, flaches 174.
—, Nutzbreite 174.
Wellenbrecher 410.
Wendenischen 486, 494, 496.
Wendesäule 496.
Wendeschleuse 487.
Werkkanäle 301.
Widerlager 118, 119.
—, Blendmauern bei verlorenen, 119.
—, Formel für die Stärke der, 87.
— massiver Brücken 118.
— — — nach System Möller 119.
—, Scheinmauern bei verlorenen, 88, 119.
—, Stabilität der, 113.
—, Stärke des, gewölbter Brücken 120.
—, statische Untersuchung eines, 114.
—, verlorene 88, 115, 119.
Widerlagspfeiler 61.
Widerstandszahl für das in Rohrleitungen fließende Wasser 302.
Wieden 446.
Wildbach, Ausbruch eines, 462.
—, Höhenplan eines verbauten, 463.
Wildbäche 357.
—, Verbauung der, 462.
Wildbachgerinne 465.
Wildbachrinnsale 465.
Winddruck bei Brücken 70.
Windverband 237, 238.
— bei offenen Brücken 239.
— mit Böcken 237, 238.
— — einfachen Diagonalen 238.
Windverstrebung 168, 237.
Winkeleisen 172.
—, gleichschenklige 172.
—, ungleichschenklige 172.
Winkelflügel 90, 120.
—, Abdeckung der, 120.
Winkelramme 35.
Winterdeiche 469.
— an Hauptflüssen 472.
— — kleinen Flüssen 472.
—, Höhe der Deichkappe 472.
—, Kappenbreite der, 472.
Winterdeiche, Querprofil der, 472.
Winterhäfen 412.
—, Einfahrt in, 413.
—, Entfernung der, voneinander 412.
—, Größe der, 413.
—, Tiefe der, 413.
Wippen 448.
Wippenstränge 451.
Wippramme 37.
Wipptrog 16.
Wohndichtigkeit 323.
Wölblinien massiver Brücken 88.
Wolfsche Bauten 453.
— Gehänge 454.
Woltmannscher Flügel 371.
Woog, großer 326.
Wuchtebaum zum Ausziehen von Pfählen 38.
Wurfrad 16.
Wurfschaufel 16.
Würgkette 446.
Wurstbank 448.
Würste 448.
—, Ersatz der, durch Drahtschnüre 452.
—, Herstellung der, 448.

Zähne, Berechnung der, verzahnter Balken 148, 150.
Zangenbagger 11.
Zapfenkipplager 230, 233.
Zementbeton 72.
Zementmörtel 72.
—, verlängerter 72.
Zentrifugalpumpen 18.
Z-Eisen 173.
Ziehbrunnen 255.
Zuflußgebiet 358.
Zufluchtshäfen 412.
Zugramme 35.
—, einläufige 36.
—, zweiläufige 35.
Zugschleusen 434, 487.
Zugschleuse mit einer Einzelschleuse 434.
Zugschütze in Schleusentoren 501.
Zungenmauern 83.
Zungenverschluß 346.
Zuschlußbauten 444, 462.
—, Ausführung der, 461.
Zuschlüsse 439.
Zwillingsschleuse 486.
Zwillingsträger 175.
Zwischenpfähle 14.
Zwischenpfeiler 88, 118.
—, Stabilität der, 115.
—, Stärke der, 88, 118.
Zylinderventil 502.

Druck von Breitkopf & Härtel in Leipzig.

Berichtigungen.

Es soll heißen:

S. 36 Zeile 14 von unten: KESSLER — statt KESZLER.
S. 38 Zeile 9 von oben: § 1, S. 2 — statt § 1, S. 22.
S. 39 unterste Zeile: § 6, S. 22 — statt § 2, S. 22.
S. 44 Zeile 8 von oben: STRAUSS — statt STRAUSZ.

Druck von Breitkopf & Härtel in Leipzig.




HARVARD ENGINEERING SCHOOL